

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MILENA ARRUDA SILVA

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE  
DE UMA ENCOSTA NA BR-376 - SERRA DO MAR PARANAENSE

CURITIBA  
2019

MILENA ARRUDA SILVA

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE  
DE UMA ENCOSTA NA BR-376 - SERRA DO MAR PARANAENSE

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação  
em Engenharia de Construção Civil, Área de  
Concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia,  
Universidade Federal do Paraná, como requisito  
parcial à obtenção do título de Mestre.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann  
Coorientadora: Prof. Dra. Larissa de Brum Passini

CURITIBA  
2019



Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR  
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

---

S586c Silva, Milena Arruda  
Caracterização geológico-geotécnica e análise de estabilidade de  
uma encosta na BR-376 - serra do mar paranaense [recurso  
eletrônico] / Milena Arruda Silva – Curitiba, 2019.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de  
Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de  
Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann  
Coorientadora: Prof. Dra. Larissa de Brum Passini

1. Geofísica. 2. Eletrorresistividade. I. Universidade Federal do  
Paraná. II. Kormann, Alessandro C. M. III. Passini, Larissa de  
Brum. IV. Título.

CDD: 551.8

---

Bibliotecária: Roseny Rivelini Morciani CRB-9/1585



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
SETOR DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL - 40001016049P2

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de **MILENA ARRUDA SILVA** intitulada: **CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA ENCOSTA NA BR-376 - SERRA DO MAR PARANAENSE**, após terem inquirido a aluna e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 27 de Junho de 2019.

ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)

ADRIANA AHRENDT TALAMINI

Avaliador Externo (UFPR)

ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

Avaliador Externo (UFPR)

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

Avaliador Externo (UNB)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente sou grata aos meus pais, José Aparecido Carvalho da Silva e Joseane Aparecida Pires de Arruda Silva, à minha irmã, Livia Arruda Silva, e à minha família por todo apoio, incentivo, educação, dedicação e carinho.

Ao meu orientador, professor Dr. Alessander Christopher Morales Kormann e à minha coorientadora professora Dra. Larissa de Brum Passini pelas orientações, por acreditar no meu potencial e pela amizade, paciência e conhecimentos compartilhados.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná e à CAPES pelo apoio à minha formação acadêmica e ao desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu namorado Brian Martins Ilkiw pelo apoio, compreensão e companheirismo.

Aos meus colegas Maiely Minozzo, Gislaine Klenk, Eduardo Damin e Jordana Furman pela amizade e apoio durante todo o mestrado. Aos colegas dos projetos de pesquisa e da sala 28, em especial à Isabel Salah, Andrés González e Liamara Sestrem pelo apoio, amizade e por todo o companheirismo durante os trabalhos de campo e de toda a elaboração desta dissertação.

A todos que contribuíram de alguma forma com o desenvolvimento deste trabalho, muito obrigada.

O presente trabalho foi realizado com apoio dos Recursos para Desenvolvimento Tecnológico - RDT, da Concessionária Arteris, sob regulação da Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT.



## RESUMO

Os processos de movimentos de massa gravitacionais que atingem as encostas e taludes rodoviários presentes na região da Serra do Mar, induzidos principalmente por eventos pluviométricos de alta intensidade, afetam os usuários das rodovias, moradores da região, além de causar danos ambientais e econômicos. De forma a mitigar os efeitos da ocorrência destes processos, inicialmente se faz necessário o conhecimento das particularidades da subsuperfície que influenciam nas condições de estabilidade de uma encosta. É por meio da caracterização geológico-geotécnica que estas particularidades, como a estratigrafia, localização do topo rochoso, posição do lençol freático e a presença de estruturas geológicas, são identificadas. Este trabalho propôs a aplicação de investigação geofísica de eletrorresistividade e sísmica de refração em conjunto com investigações geotécnicas de campo por meio de sondagens mistas e de penetrômetro dinâmico leve para caracterização da subsuperfície de uma encosta localizada na BR-376, na Serra do Mar paranaense. Fundamentando-se nos dados obtidos do plano de investigação proposto, foi aplicada uma análise probabilística para avaliar as condições de estabilidade da encosta, considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos, além da aplicação de uma análise paramétrica para avaliar a influência da variação da poropressão negativa (sucção). Como resultado foram determinadas as principais características da subsuperfície da área de estudo, como a localização de camadas de solo residual e coluvionar/tálus, camadas de rocha alterada e rocha sã, estruturas geológicas e a posição do lençol freático. Foi observado que, na área de estudo, os processos de instabilidade não tendem a ser desencadeados devido à elevação do lençol freático, uma vez que a posição deste é controlada pela presença de zonas de fraturamento no substrato rochoso. Com relação às análises de estabilidade, os perfis analisados apresentaram condições não satisfatórias levando em conta as classificações presentes na literatura; contudo, estas foram desenvolvidas para avaliação de projetos de engenharia não sendo muito representativas para taludes em condições naturais. O perfil LV-04, sem alteração antrópica, apresentou um fator de segurança próximo da iminência de ruptura, considerando uma sucção máxima de 20 kPa nos solos. Desta forma, sugere-se a importância do monitoramento da instrumentação geotécnica instalada no local, assim como inspeções de campo e aplicação de sistemas de drenagens superficiais na área de estudo.

Palavras-chave: Geofísica. Eletrorresistividade. Sísmica de Refração. Análise Probabilística.

## ABSTRACT

The landslide processes that occur in natural and artificial highway slopes in the “Serra do Mar” region, induced mostly by high intensity pluviometric events, affect the highway users, the region’s residents, aside from causing environmental and economical damages. In order to mitigate the effects caused by these processes’ occurrence, firstly it is of utmost importance to know the subsurface particularities which influence in the slope stability conditions. It is through the geological-geotechnical characterization that these particularities, such as the stratigraphy, location of the bedrock, water table position and the presence of geological structures, are identified. This work proposed the application of geophysical investigation based on the electrical resistivity and seismic refraction methods in combination with on field geotechnical investigations composed of soil and rock sampling and dynamic penetrometer light to the subsurface characterization of a slope located at the BR-376, in the “Serra do Mar paranaense”. Based on data obtained by the investigation plan proposed, a probabilistic analysis was developed to evaluate the slope stability conditions, considering the variability of the shear strength parameters, aside from a parametric analysis to evaluate the influence of the negative porepressure (suction) variation. As a result, the study area subsurface main characteristics were defined as the location of residual soils and colluvium and block deposits, weathered rock and bedrock, geological structures and the water table location. It was observed that, in the study area, the processes of instability are not triggered due to the water table elevation, as its location is controlled by the presence of fractured zones in the rock massif. In relation to the stability analyses, the evaluated sections showed unsatisfactory performances considering the literature classifications; however, these classifications were developed for the evaluation of engineering projects and are not representative for slopes in natural conditions. The LV-04 section, without any anthropic modification, presented a factor of safety around the imminence of rupture, considering a maximum suction of 20 kPa for the soils. Therefore, it is suggested the geotechnical monitoring importance of the instrumentation installed in the slope, as well as site inspections and the application of surface drainage systems.

Keywords: Geophysics. Electrical Resistivity. Seismic Refraction. Probabilistic Analysis.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - NÚMERO DE DESASTRES POR ANO NO MUNDO .....	17
FIGURA 2 - NÚMERO DE MORTES E DE PESSOAS AFETADAS POR DESASTRES NATURAIS ENTRE AS DÉCADAS DE 50 E 90 .....	18
FIGURA 3 - PREJUÍZO ECONÔMICO TOTAL CAUSADO POR DESASTRES NATURAIS EM BILHÕES DE DÓLARES POR ANO .....	19
FIGURA 4 - PERFIL DE INTEMPERISMO TÍPICO DA FORMAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL .....	21
FIGURA 5 - SEÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA ENCOSTA COMPOSTA POR ALÚVIO, COLÚVIO E TÁLUS .....	23
FIGURA 6 - POSIÇÃO GEOGRÁFICA DA SERRA DO MAR NAS REGIÕES SUL E SUDESTE DO BRASIL .....	24
FIGURA 7 - RELAÇÃO DA RESISTIVIDADE E RESISTÊNCIA .....	32
FIGURA 8 - DIFERENÇA DE POTENCIAL NO CAMPO .....	33
FIGURA 9 - FAIXAS DE VALORES DE RESISTIVIDADE DE DIFERENTES ROCHAS E SOLOS .....	34
FIGURA 10 - CONFIGURAÇÃO DE ELETRODOS USUALMENTE APLICADA EM CAMPO .....	35
FIGURA 11 - ARRANJO DIPOLO-DIPOLO EM CAMINHAMENTO ELÉTRICO .....	37
FIGURA 12 - MOVIMENTO DAS ONDAS P E S .....	38
FIGURA 13 - RAIOS DAS ONDAS P REFLETIDA E REFRACTADA ASSOCIADOS COM RAIOS DA ONDA P OBLIQUAMENTE INCIDENTE EM UMA INTERFACE COM CONTRASTE DE IMPEDÂNCIA ACÚSTICA .....	39
FIGURA 14 - TRAJETÓRIA DO RAIOS DA ONDA DIRETA (AD) E DA ONDA REFRACTADA (ABCD) - CASO 1 .....	40
FIGURA 15 - CURVA TEMPO VERSUS DISTÂNCIA PARA ONDA DIRETA E ONDA REFRACTADA - CASO 1 .....	41
FIGURA 16 - INTERFACE REFRACTORA IRREGULAR .....	42
FIGURA 17 - DESENHO ESQUEMÁTICO DOS EQUIPAMENTOS APLICADOS NA SÍSMICA DE REFRAÇÃO .....	43
FIGURA 18 - COMPONENTES DO EQUIPAMENTO DE SONDAGEM ROTATIVA .....	48
FIGURA 19 - TIPOS DE BARRILETES .....	48
FIGURA 20 - PRINCIPAIS COMPONENTES DO DPL .....	53



FIGURA 21 - COMBINAÇÃO DOS PRINCIPAIS MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO DE SUBSUPERFÍCIE .....	57
FIGURA 22 - FORÇAS APLICADAS EM UMA FATIA DE SOLO .....	59
FIGURA 23 - FORÇAS APLICADAS EM UMA FATIA - MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE.....	60
FIGURA 24 - FUNÇÕES DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA RESISTÊNCIA E SOLICITAÇÃO E PROBABILIDADE DE RUPTURA .....	62
FIGURA 25 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA MARGEM DE SEGURANÇA M .....	63
FIGURA 26 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	67
FIGURA 27 - ÁREA DE ESTUDO: (A) VISÃO GERAL DOS ESCORREGAMENTOS NAS PISTAS NORTE E SUL (2011), (B) VISTA DA RODOVIA (2011), (C) RETALUDAMENTO (2012) E LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO INSTALADA EM 2014.....	68
FIGURA 28 - (A) ROCHA AFLORANTE COM FRATURAS INCLINADAS EM DIREÇÃO À RODOVIA, (B) ÁRVORES INCLINADAS EM DIREÇÃO À RODOVIA .....	68
FIGURA 29 – GEOLOGIA REGIONAL DA ÁREA DE ESTUDO.....	70
FIGURA 30 - INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA NA ÁREA DE ESTUDO.....	71
FIGURA 31 - DADOS DE PRECIPITAÇÃO ACUMULADA DIÁRIA DA ÁREA DE ESTUDO.....	71
FIGURA 32 - LEITURAS DOS TENSÍOMETROS TENS-01 E TENS-02.....	72
FIGURA 33 - VISÃO GERAL DO PLANO DE INVESTIGAÇÃO EXECUTADO INCLUINDO AS LINHAS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS E PONTOS DE SONDAGENS DIRETAS .....	75
FIGURA 34 - USO DE PIQUETES DE MADEIRA PARA DELIMITAÇÃO DAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO GEOFÍSICA .....	77
FIGURA 35 - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE ELETRORRESISTIVIDADE - DISTRIBUIÇÃO DOS ELETRODOS DE CORRENTE E DE POTENCIAL.....	78
FIGURA 36 - EQUIPAMENTOS DA ELETRORRESISTIVIDADE: (A) RESISTIVÍMETRO E BATERIA, (B) ELETRODO CONECTADO AO CABO POR GARRAS ELÉTRICAS.....	79
FIGURA 37 - EQUIPAMENTOS DA SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) FONTE SÍSMICA MARRETA DE 10 KG SOBRE PLACA METÁLICA, (B) GEOFONE .....	79

FIGURA 38 - EQUIPAMENTOS DA SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) CABOS DE ENERGIZAÇÃO (PRETO), CABOS MULTIPOLARES (AMARELO) E BATERIA, (B) SISMÓGRAFO COM CABOS CONECTADOS.....	80
FIGURA 39 - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) PASSAGEM DOS CABOS DE ENERGIZAÇÃO E GEOFONES, (B) GEOFONE CRAVADO NO SOLO E CONECTADO AO CABO POR GARRAS ELÉTRICAS .....	81
FIGURA 40 - EQUIPAMENTOS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO SPT: (A) AMOSTRADOR PADRÃO BI-PARTIDO, (B) MARTELO, (C) COMPOSIÇÃO MONTADA .....	83
FIGURA 41 - EQUIPAMENTOS DA SONDAGEM ROTATIVA: (A) COROA DIAMANTADA, (B) BARRILETE DUPLO .....	84
FIGURA 42 - COLETA DE AMOSTRAS: (A) AMOSTRA DE SOLO COLETADA EM AMOSTRADOR PADRÃO, (B) AMOSTRAS DEFORMADAS ARMAZENADAS EM SACOS PLÁSTICOS COM IDENTIFICAÇÃO, (C) TESTEMUNHOS DE SONDAGEM ARMAZENADOS EM CAIXAS DE PLÁSTICO .....	85
FIGURA 43 - EQUIPAMENTOS DO DPL: (A) COMPOSIÇÃO MONTADA, (B) PONTEIRA CÔNICA .....	86
FIGURA 44 - DOMÍNIOS APLICADOS NA ANÁLISE CINEMÁTICA .....	88
FIGURA 45 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 1 NAS LINHAS LH-01 E LH-04 .....	92
FIGURA 46 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 2 NAS LINHAS LV-04 E LH-02 .....	93
FIGURA 47 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 3 NA LINHA LV-03 .....	94
FIGURA 48 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 4 COM GEOMETRIA TABULAR NA LINHA LV-02 .....	95
FIGURA 49 - EXEMPLO DA PRIMEIRA INTERFACE SÍSMICA NAS LINHAS LH-04 E LV-02.....	96
FIGURA 50 - EXEMPLO DA SEGUNDA INTERFACE SÍSMICA .....	97
FIGURA 51 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO FURO DE SONDAGEM SM-01 .....	99
FIGURA 52 - TESTEMUNHO SM-01, ROCHA MUITO FRATURADA CINZA CLARO A ROSADA.....	100
FIGURA 53 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO FURO DE SONDAGEM SM-01A .....	100
FIGURA 54 - SOLO RESIDUAL (4,00 A 4,45 M) E TESTEMUNHOS DE ROCHA MUITO FRATURADA DO FURO SM-01A .....	101

FIGURA 55 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO FURO DE SONDAAGEM SM-02 .....	102
FIGURA 56 - TESTEMUNHOS DA ROCHA FRATURADA DO FURO SM-02 .....	103
FIGURA 57 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO N-S - LINHA LH-02 .....	103
FIGURA 58 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E-W - LINHA LV-02 .....	104
FIGURA 59 - NÚMERO DE GOLPES ( $N_{10}$ ) PELA PROFUNDIDADE PARA CADA FURO COM DPL .....	106
FIGURA 60 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LH-01 .....	108
FIGURA 61 - ATERRO PRÓXIMO A RODOVIA NA LINHA LH-01 .....	109
FIGURA 62 - SOLO COLUVIONAR/TÁLUS: (A) LINHA LV-03, (B) LINHA LV-04 ...	109
FIGURA 63 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LV-02 .....	110
FIGURA 64 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LH-02 .....	111
FIGURA 65 - SOLO RESIDUAL NA LINHA LH-02, COM MANCHAS DE COLORAÇÃO CLARA ALTERNADAS COM COLORAÇÕES AVERMELHADAS A AMARELADAS .....	112
FIGURA 66 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LV-01 .....	112
FIGURA 67 - ROCHA FRATURADA COM ALTERAÇÃO EXPOSTA DURANTE O RETALUDAMENTO APÓS A RUPTURA DE 2011 .....	113
FIGURA 68 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LV-04 .....	114
FIGURA 69 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA LINHA LV-03 .....	114
FIGURA 70 - AFLORAMENTO ROCHOSO NA LINHA LV-03 .....	115
FIGURA 71 - POSSÍVEL FENDA DE TRAÇÃO NA LINHA LV-04 E INDICATIVO DA MESMA NO RESULTADO DO ENSAIO GEOFÍSICO DE ELETORRESISTIVIDADE .....	115
FIGURA 72 - LOCALIZAÇÃO DAS DRENAGENS NATURAIS QUE CORTAM A ENCOSTA .....	116
FIGURA 73 - QUEDA D'ÁGUA LOCALIZADA NA ÁREA DE ESTUDO .....	116
FIGURA 74 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DA FAMÍLIA 1 E LINHA LV-01 COM DESTAQUE PARA ESTRUTURA INFERIDA .....	118
FIGURA 75 - PLANOS DE FRATURA CONCORDANTES COM A FOLIAÇÃO DA ROCHA .....	118
FIGURA 76 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DAS FAMÍLIAS 2 E 3, LINHAS LH-02 E LH-03 COM DESTAQUE PARA ESTRUTURAS INFERIDAS .....	119
FIGURA 77 - LINEAMENTO NA ÁREA DE ESTUDO: LINEAMENTO PALMITAL ...	119



FIGURA 78 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DO DOMÍNIO 1 E DIAGRAMA DE ROSETA COM A ORIENTAÇÃO DA FOLIAÇÃO .....	120
FIGURA 79 - ANÁLISE CINEMÁTICA DO DOMÍNIO 1: (A) DESLIZAMENTO PLANAR, (B) DESLIZAMENTO EM CUNHA .....	121
FIGURA 80 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DO DOMÍNIO 2 E DIAGRAMA DE ROSETA COM A ORIENTAÇÃO DA FOLIAÇÃO .....	122
FIGURA 81 - ANÁLISE CINEMÁTICA DO DOMÍNIO 2: (A) DESLIZAMENTO PLANAR, (B) DESLIZAMENTO EM CUNHA .....	122
FIGURA 82 - ÂNGULO DE ATRITO CALCULADO POR EQUAÇÕES EMPÍRICAS...	125
FIGURA 83 - SEÇÕES TRANSVERSAIS MODELADAS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	127
FIGURA 84 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-01 (SUCÇÃO = 20 KPA) .....	129
FIGURA 85 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-04 (SUCÇÃO = 20 KPA) .....	130
FIGURA 86 - SUPERFÍCIES CRÍTICAS COM MAIOR PROBABILIDADE DE RUPTURA (LV-01) .....	130
FIGURA 87 - SUPERFÍCIES CRÍTICAS COM MAIOR PROBABILIDADE DE RUPTURA (LV-04) .....	131
FIGURA 88 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-01 (SUCÇÃO DE 40 E 60 KPA) .....	132

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PRODUTOS DO INTEMPERISMO E ROCHA DE ORIGEM.....	22
TABELA 2 - MÉTODOS GEOFÍSICOS .....	31
TABELA 3 - PRINCIPAIS APLICAÇÕES DOS MÉTODOS GEOFÍSICOS .....	31
TABELA 4 - RESISTIVIDADE MÉDIA DE ALGUMAS ROCHAS E SOLOS.....	34
TABELA 5 - VELOCIDADES DA ONDA P DE DIFERENTES SOLOS E ROCHAS .....	44
TABELA 6 - ÍNDICE RQD DA ROCHA .....	49
TABELA 7 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	51
TABELA 8 - CONDIÇÕES DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	60
TABELA 9 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS .....	72
TABELA 10 - PARÂMETROS DA CURVA DE RETENÇÃO (FREDLUND E XING, 1994) .....	73
TABELA 11 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS.....	73
TABELA 12 – PARÂMETROS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS AO LONGO DA SERRA DO MAR PARANAENSE .....	73
TABELA 13 - QUANTITATIVO EXECUTADO E PROFUNDIDADE ATINGIDA PELOS MÉTODOS GEOFÍSICOS .....	91
TABELA 14 - RESUMO GERAL DAS SONDAGENS MISTAS .....	98
TABELA 15 - RESUMO GERAL DAS SONDAGENS COM DPL .....	105
TABELA 16 - RESUMO DOS DADOS APLICADOS NA ANÁLISE CINEMÁTICA.....	120
TABELA 17 - ÍNDICES DE RUPTURA PARA CADA DOMÍNIO .....	123
TABELA 18 - PARÂMETROS ADOTADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE ....	126
TABELA 19 - RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICAS .....	128

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1. PROBLEMA DA PESQUISA.....	16
1.2. OBJETIVO .....	16
1.3. JUSTIFICATIVA.....	17
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	19
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>21</b>
2.1. SOLOS RESIDUAIS .....	21
2.2. SOLOS COLUVIONARES.....	22
2.3. SERRA DO MAR.....	23
<b>2.3.1. Aspectos geológicos gerais .....</b>	<b>25</b>
<b>2.3.2. Clima .....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.3. Vegetação .....</b>	<b>27</b>
2.4. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	28
<b>2.4.1. Métodos geofísicos.....</b>	<b>29</b>
2.4.1.1. Método elétrico de resistividade ou eletrorresistividade .....	32
2.4.1.2. Método sísmico de refração .....	37
2.4.1.3. Aplicação de métodos geofísicos em estudos de taludes .....	45
<b>2.4.2. Sondagem mista .....</b>	<b>46</b>
2.4.2.1. Estimativa dos parâmetros de resistência dos solos .....	51
<b>2.4.3. Penetrômetro dinâmico leve (DPL) .....</b>	<b>53</b>
<b>2.4.4. Combinação dos métodos de investigação geofísica e de sondagens .....</b>	<b>56</b>
2.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES .....	57
<b>2.5.1. Análises determinísticas.....</b>	<b>61</b>
<b>2.5.2. Análises probabilísticas.....</b>	<b>62</b>
<b>3. ÁREA DE ESTUDO .....</b>	<b>66</b>
3.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	66
3.2. GEOLOGIA.....	69
3.3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	70
3.4. DADOS PREEXISTENTES DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO .....	72
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>75</b>
4.1. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO .....	76
<b>4.1.1. Ensaio geofísicos .....</b>	<b>76</b>
<b>4.1.2. Sondagens diretas .....</b>	<b>83</b>



4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL E CINEMÁTICA .....	86
4.3. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA.....	88
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>91</b>
5.1. ENSAIOS GEOFÍSICOS .....	91
<b>5.1.1. Eletrorresistividade.....</b>	<b>91</b>
<b>5.1.2. Sísmica de refração .....</b>	<b>95</b>
5.2. SONDAGENS DIRETAS .....	97
<b>5.2.1. Sondagem mista .....</b>	<b>98</b>
<b>5.2.2. Penetrômetro dinâmico leve .....</b>	<b>105</b>
5.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA .....	107
5.4. ANÁLISE ESTRUTURAL E CINEMÁTICA .....	117
5.5. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE .....	124
<b>6. CONCLUSÕES .....</b>	<b>134</b>
<b>7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>137</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>138</b>
<b>APÊNDICES .....</b>	<b>147</b>
<b>APÊNDICE 1 – PERFIS GEOFÍSICOS DE ELETRORRESISTIVIDADE.....</b>	<b>148</b>
<b>APÊNDICE 2 – PERFIS GEOFÍSICOS SÍSMICOS.....</b>	<b>150</b>
<b>APÊNDICE 3 – BOLETINS DE SONDAGEM.....</b>	<b>152</b>
<b>APÊNDICE 4 – PERFIS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>155</b>

## 1. INTRODUÇÃO

O recente histórico de desastres naturais no Brasil, relacionados a movimentos de massa gravitacionais, fomenta diversos estudos que buscam compreender os principais fatores atuantes nesses processos. Os estados de Santa Catarina, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná, entre outros, nos últimos anos, foram intensamente afetados por eventos climáticos que provocaram tanto inundações como também processos de instabilidade de solos e rochas. O estado de Santa Catarina, por exemplo, em 2008 teve 1,5 milhão de pessoas afetadas e mais de 100 mortes por estes eventos (ROGÉRIO E AUMOND, 2008).

Os movimentos de massa gravitacionais são definidos pelo desprendimento e transporte de solo e/ou material rochoso devido à instabilidade de taludes ou encostas causada pela atuação da gravidade em conjunto com a influência de outros agentes, como por exemplo a água. Este transporte de material pode ocorrer em diferentes escalas e velocidades, desde movimentos lentos denominados de rastejo a movimentos mais rápidos, como as corridas de detritos (KOZCIAK, 2005).

Na classificação dos movimentos de massa gravitacionais muitos parâmetros devem ser levados em consideração, por isso sua complexidade. Dentre as características utilizadas nos diferentes métodos de classificação estão a velocidade e o mecanismo do movimento, características dos materiais, modelos de deformação, geometria do movimento, quantidade de água envolvida, entre outros (MATTOS, 2009). De maneira simplificada, o tipo de material envolvido é classificado como rocha ou solo, sendo o último dividido, segundo sua composição granulométrica, em terra ou detritos. A determinação do tipo de movimento é feita segundo a mecânica interna em que a massa foi deslocada, podendo ser por queda, tombamento, deslizamento em cunha, rotacional ou translacional (HIGHLAND E BOBROWSKY, 2008).

Entre os fatores condicionantes dos processos de movimentos de massa gravitacionais estão a morfologia do terreno, a vegetação existente, uso e ocupação do solo, índices pluviométricos, assim como a presença de estruturas geológicas e a própria estratigrafia presente no talude. Com isso, a identificação de áreas suscetíveis a movimentos de massa gravitacionais, por meio da caracterização geológico-geotécnica, tem por finalidade auxiliar órgãos competentes, concessionárias responsáveis, no caso de taludes rodoviários, e ainda a defesa civil de cada estado na criação de métodos que possam ser utilizados na determinação da probabilidade de ocorrência destes eventos e no desenvolvimento de técnicas de mitigação.

Dentro deste contexto, a região da Serra do Mar no estado do Paraná apresenta

inúmeros registros de movimentações sendo considerada como um sistema altamente sensível pelas suas características de relevo acidentado, densa cobertura florestal e elevados índices pluviométricos. A área é caracterizada por uma geodinâmica de evolução de encostas predominantemente influenciada pelos movimentos de massa gravitacionais (KOZCIAK, 2005).

Desta forma, a presente pesquisa visou realizar a caracterização geológico-geotécnica e avaliar a probabilidade de ruptura de uma encosta localizada na Serra do Mar paranaense na BR-376, município de Guaratuba.

Os itens expostos a seguir englobam os detalhes que compõem esta pesquisa, como objetivos e justificativas.

### 1.1. PROBLEMA DA PESQUISA

Entre os fatores condicionantes no processo de instabilização de taludes estão a declividade e as particularidades do maciço, como sua composição litológica e geotécnica, a presença de estruturas e, ainda, a localização do nível freático. De acordo com Bari *et al.* (2011), a subsuperfície de áreas propensas à ocorrência de movimentos de massa é caracterizada por uma alta complexidade e variabilidade. Desta forma, apenas a integração de diferentes métodos de investigação geotécnica pode fornecer informações pertinentes da subsuperfície para o desenvolvimento de projetos de mitigação.

Segundo El-Ramly *et al.* (2002), os estudos relacionados com a análise de estabilidade de taludes também estão cercados de incertezas. Estas incertezas estão relacionadas a anomalias geológicas, a variabilidade espacial dos parâmetros dos solos, a mudanças das condições ambientais, entre outros fatores. Desta forma, para levar em consideração as incertezas dos parâmetros de entrada nestas análises, Wang *et al.* (2013) destacam a aplicação de análises probabilísticas. As análises probabilísticas permitem a quantificação das incertezas inerentes a subsuperfície, a simplificações e a erros humanos.

Deste modo, nesta pesquisa, foram considerados os seguintes problemas: quais são as particularidades do maciço da encosta localizada na BR-376 e qual a probabilidade de ruptura da encosta, considerando tais particularidades e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos?

### 1.2. OBJETIVO

Este estudo teve como objetivo geral realizar a caracterização geológico-geotécnica de uma encosta localizada na BR-376 e identificar a sua probabilidade de ruptura, por meio da aplicação de investigação geofísica e geotécnica e de análise probabilística.

Os objetivos específicos desta pesquisa foram:

- Efetuar a caracterização geológico-geotécnica da encosta em estudo por meio da interpretação de dados de investigação geofísica de eletrorresistividade e sísmica de refração, juntamente com dados de sondagens diretas do tipo mista e com penetrômetro dinâmico leve;
- Determinar, nas análises probabilísticas de estabilidade da encosta, a probabilidade de ruptura de acordo com a variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos e a variação da poropressão negativa (sucção).

### 1.3. JUSTIFICATIVA

Conforme os dados do *Foreign Disaster Assistance* – OFDA/CRED (2017), a partir da década de 70 houve um aumento significativo no número de desastres naturais em todos os continentes (FIGURA 1). No Brasil, de acordo com dados do anuário brasileiro de desastres naturais (2012), no ano de 2011 a porcentagem de deslizamentos na região sudeste foi de 69,01%, na região sul de 25,35%, enquanto que nas regiões nordeste, norte e centro-oeste a porcentagem foi de 4,23%, 1,41% e 0%, respectivamente.



FONTE: FOREIGN DISASTER ASSISTANCE (2017).

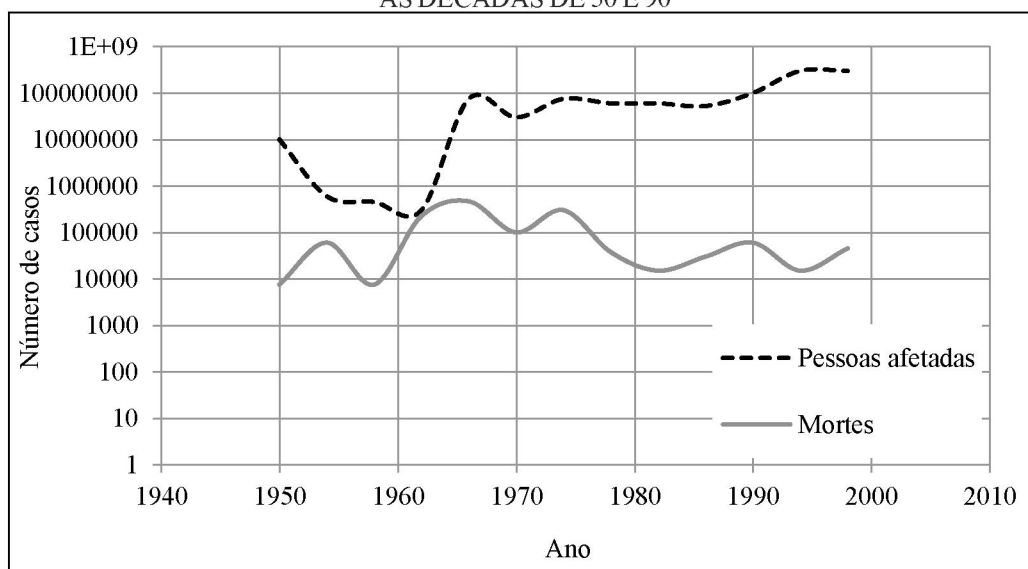
A maior parte dos desastres ocorre em países em desenvolvimento, sendo sua principal causa o elevado adensamento populacional em áreas de risco (SAMPAIO *et al.*, 2013). Uma pesquisa realizada pela Fundação João Pinheiro, para o ano de 2013, aponta um déficit habitacional de 5,846 milhões de domicílios no Brasil. Este estudo reflete a exclusão social relacionada ao direito de moradia e a urbanização desordenada nos municípios brasileiros (BRASIL, 2007).

A ocorrência de acidentes relacionados a movimentos de massas em encostas, no Brasil, se dá em cerca de 150 municípios localizados em diferentes estados, como São Paulo (SP), Rio de Janeiro (RJ), Minas Gerais (MG), Pernambuco (PE), Bahia (BA), Espírito Santo (ES), Santa Catarina (SC) e Paraná (PR). De acordo com dados do censo 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a área ocupada irregularmente em regiões de encostas no Brasil é de 24660,3 ha.

A ocupação e o uso inadequado do solo, com a retirada da vegetação, mudança da declividade, entre outros, geram diversos impactos ambientais como processos erosivos e movimentos de massa gravitacionais. Estas alterações levam a formação de áreas ambientalmente mais frágeis e vulneráveis, ocupadas geralmente pela parcela da população mais pobre, provocando acidentes ambientais com danos materiais e perdas humanas (BRASIL, 2007). A ocorrência de movimentos de massa gravitacionais provoca a perda de fauna e flora, além de causar também a degradação de rios, por meio da deposição do material movimentado.

Alcántara-Ayala (2002) mostra os números de pessoas afetadas e mortes relacionadas aos desastres naturais entre as décadas de 50 e 90 em todo o mundo (FIGURA 2).

FIGURA 2 - NÚMERO DE MORTES E DE PESSOAS AFETADAS POR DESASTRES NATURAIS ENTRE AS DÉCADAS DE 50 E 90

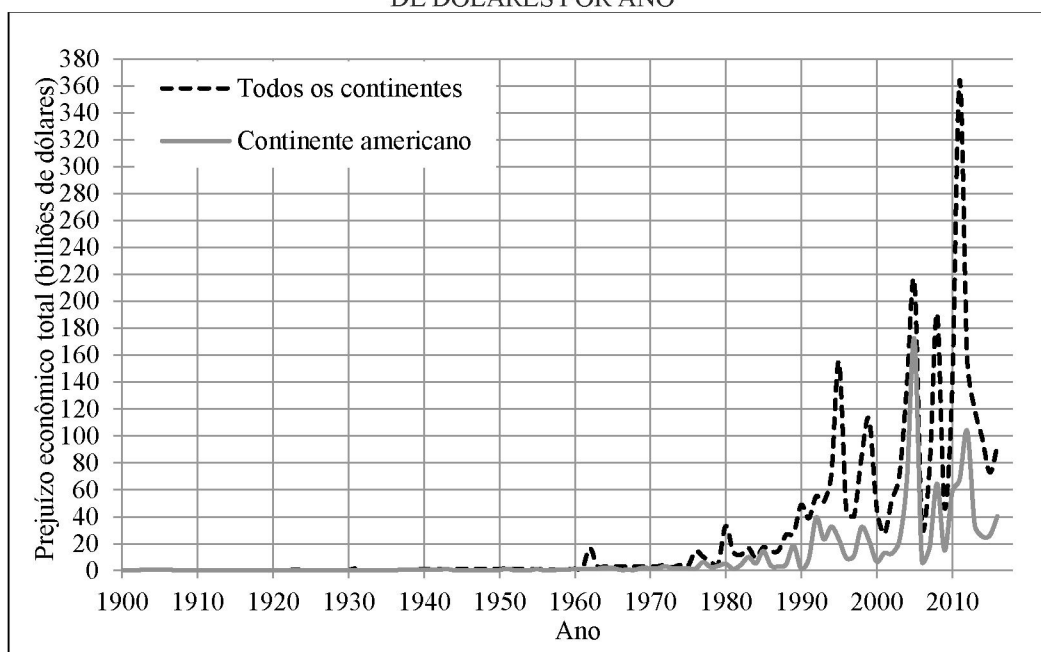


FONTE: ALCÁNTARA-AYALA (2002).

Do ponto de vista econômico, segundo dados do *Foreign Disaster Assistance – OFDA/CRED* (2017) (FIGURA 3) no ano de 2008 os gastos relacionados com desastres naturais em todos os continentes chegaram a aproximadamente 190 bilhões de dólares, enquanto que no continente americano estes gastos foram da ordem de 65 bilhões de dólares. Ainda segundo estes dados, no ano de 2014 os gastos relacionados aos desastres naturais

aumentaram significativamente em todos os continentes para aproximadamente 370 bilhões de dólares e no continente americano para em torno de 110 bilhões de dólares.

FIGURA 3 - PREJUÍZO ECONÔMICO TOTAL CAUSADO POR DESASTRES NATURAIS EM BILHÕES DE DÓLARES POR ANO



FONTE: FOREIGN DISASTER ASSISTANCE (2017).

Muitos prejuízos econômicos são gerados devido à ocorrência de movimentos de massas em encostas. Estes prejuízos estão relacionados não apenas com a restauração das rodovias, casas e prédios afetados, mas também com os gastos gerados devido à paralisação das rodovias, muito utilizadas para transporte de produtos e alimentos.

A partir dos dados apresentados é possível afirmar que este estudo tem grande importância do ponto de vista ambiental, econômico e social. Por meio da determinação do perfil geológico-geotécnico, da investigação geotécnica e do mapeamento de áreas suscetíveis a escorregamentos, são produzidas informações fundamentais para a aplicação de políticas públicas relacionadas com o direcionamento do planejamento urbano, evitando assim a ocorrência de catástrofes e de impactos ambientais provocados pela intensificação de processos de instabilidade devido à interferência humana.

#### 1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em sete capítulos:

Capítulo 1 - Introdução: breve introdução sobre os processos de movimentos de massa e os fatores que os condicionam, além da definição dos objetivos (geral e específicos) e justificativa.

Capítulo 2 - Referencial teórico: apresenta a revisão bibliográfica realizada a respeito dos solos residuais e coluvionares, das características principais da Serra do Mar, como aspectos geológicos, clima e vegetação, aspectos sobre investigação geotécnica baseada nos métodos geofísicos de eletrorresistividade e sísmica de refração e, também, sondagens mistas e penetrômetro dinâmico leve. Por fim, também são apresentadas informações a respeito das análises de estabilidade de taludes baseadas nos métodos determinísticos e probabilísticos.

Capítulo 3 - Área de estudo: apresenta características da área de estudo, como localização, geologia, dados de instrumentação e dados preexistentes de ensaios de campo e laboratório.

Capítulo 4 - Materiais e métodos: descreve os materiais e os métodos considerados na realização dos ensaios de investigação de campo e nas análises estruturais, cinemáticas e probabilísticas de estabilidade da encosta.

Capítulo 5 - Resultados e discussões: expõe os resultados obtidos por meio da interpretação dos dados de investigação geológico-geotécnica. Além disso, apresenta resultados das análises de estruturas geológicas, como a análise cinemática, e das análises probabilísticas de estabilidade desenvolvidas.

Capítulo 6 - Conclusões: compilação das principais considerações que podem ser extraídas dos resultados obtidos.

Capítulo 7 - Sugestões para trabalhos futuros: apresentação de sugestões, em formato de tópicos, para continuidade de trabalhos futuros na área de estudo ou em áreas com características semelhantes à Serra do Mar.

Ao final deste documento são apresentadas as referências bibliográficas e apêndices.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

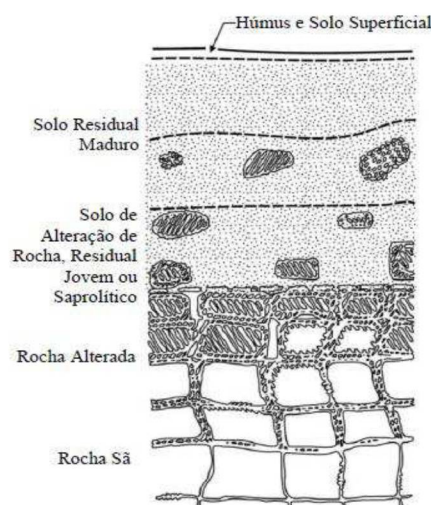
Este capítulo compreende definições relacionadas à base teórica deste trabalho, composto por tópicos que abordam temas como solos residuais e coluvionares, investigação geotécnica, métodos geofísicos de eletrorresistividade e sísmica de refração, análise da estabilidade de taludes, entre outros.

### 2.1. SOLOS RESIDUAIS

Os solos residuais são originados quando o material produto do intemperismo das rochas é acumulado onde foi gerado, não sendo transportado. Os fatores que controlam a taxa de intemperismo e seus produtos são clima (temperatura e precipitação), tempo, litotipo e mineralogia, vegetação, drenagem e atividade bacteriana. Estes solos são caracterizados pela sua heterogeneidade e anisotropia, também são geralmente cimentados a depender da rocha de origem e dos processos intempéricos.

O perfil do solo residual apresenta três divisões principais. Uma zona superior com alto grau de intemperismo e remoção de material. Uma zona intermediária com um grau de intemperismo menor do que na parte superior. E, por fim, uma zona parcialmente intemperizada em que há uma transição de material intemperizado para rocha não intemperizada (LAMBE E WHITMAN, 1969). A classificação destes solos segundo a intensidade do grau de intemperismo segue a seguinte denominação: maduro, saprolítico e rocha alterada (FIGURA 4). Os solos residuais maduros apresentam uma certa homogeneidade e não possuem mais a estrutura original da rocha matriz.

FIGURA 4 - PERFIL DE INTEMPERISMO TÍPICO DA FORMAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL



FONTE: BLIGHT E LEONG (2012).



Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que os solos residuais são gerados por meio do processo de intemperização *in situ*, que gera um material de menor densidade e com maior porosidade (DENARDIN, 2005). Tanto a espessura como o número de horizontes de um solo residual são dependentes do clima em que o material está localizado. A composição mineralógica tem grande importância na definição de propriedades como a granulometria e a plasticidade (SESTREM, 2012). Cada litotipo pode resultar em solos residuais com características particulares, como pode ser observado na TABELA 1.

TABELA 1 - PRODUTOS DO INTEMPERISMO E ROCHA DE ORIGEM

Litotipo	Tipo de solo
Basalto	Argiloso
Quartzito	Arenoso
Filito	Argiloso
Arenito	Arenoso
Granito	Arenoargiloso (micáceo)
Calcário	Argiloso
Gnaiss e Micaxistos	Siltoso e micáceo

FONTE: Adaptado de CHIOSSI (1987).

Os solos residuais são mais abundantes em regiões úmidas e quentes, favoráveis ao intemperismo químico, com vegetação suficiente para manter os produtos deste processo sem que estes sejam transportados. No Brasil, a profundidade típica dos solos residuais varia de 10 m a aproximadamente 25 m, atingindo até 100 m em alguns casos (LAMBE E WHITMAN, 1969).

O comportamento mecânico dos solos residuais tem muita influência da sua origem geológica, o que torna fundamental a avaliação de algumas características, como o histórico de tensões, variabilidade mineralógica e porosidade (SESTREM, 2012). Entre os parâmetros afetados pelo comportamento diferenciado dos solos residuais destacam-se os de resistência, rigidez, compressibilidade e permeabilidade. Em encostas naturais com a presença de solos residuais é importante o conhecimento da rocha mãe, pois esta afetará não somente a composição mineralógica, como a presença de micro-estruturas, a evolução pedológica, entre outros aspectos (PRETTO, 2014).

## 2.2. SOLOS COLUVIONARES

Os solos coluvionares são depósitos gerados principalmente pela ação da gravidade, encontrados no pé de encostas e constituídos de solos em conjunto com blocos de rocha. A formação destes solos tem influência da ação intensa das águas superficiais e subterrâneas que

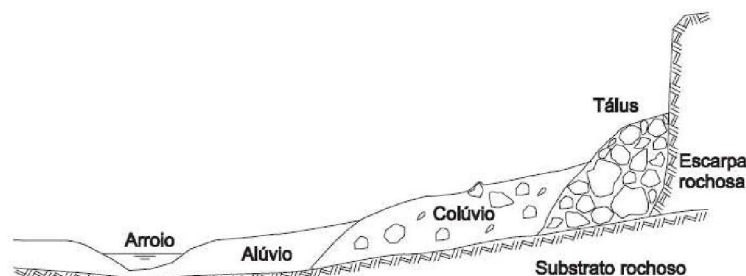
escoam ao longo das encostas. Os solos coluvionares estão sujeitos a movimentos lentos de rastejo derivados de carregamentos impostos por novos aportes de material e da erosão do sopé pelas drenagens (SESTREM, 2012).

A movimentação lenta e contínua da massa de solo que dá origem ao colúvio pode ser substituída por um movimento mais acelerado após períodos de chuvas intensas, com a infiltração da água no interior do maciço que leva a um aumento significativo da poropressão (SILVEIRA, 2003).

Segundo Penteado (1978), cerca de 70% das regiões brasileiras são cobertas por colúvios (NICHEL, 2011). O limite inferior do contato desses solos com o solo residual pode ser demarcado por uma camada ou estrato de pedregulho, chamada de linha de seixos. Também é comum nesse contato a presença de uma camada argilosa de transição com baixa permeabilidade e elevada plasticidade.

As maiores diferenças entre os depósitos de colúvio, tálus e alúvios estão relacionadas com a sua forma de deposição e granulometria das partículas. Os alúvios são depósitos de materiais finos transportados pelo fluxo d'água. Geralmente os colúvios apresentam espessuras de um metro com composição argilo-silto-arenosa e presença de fragmentos de rocha. Além disso, os colúvios podem se situar entre os tálus e os alúvios, tanto em posição quanto em composição granulométrica (FIGURA 5). Os tálus podem atingir espessuras com dezenas de metros e são constituídos por uma matriz argilo-silto-arenosa envolvendo um grande número de fragmentos e blocos de rocha centimétricos a decimétricos. Os tálus estão geralmente associados ao pé de escarpas (TONUS, 2009; NICHEL, 2011).

FIGURA 5 - SEÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA ENCOSTA COMPOSTA POR ALÚVIO, COLÚVIO E TÁLUS



FONTE: NICHEL (2011).

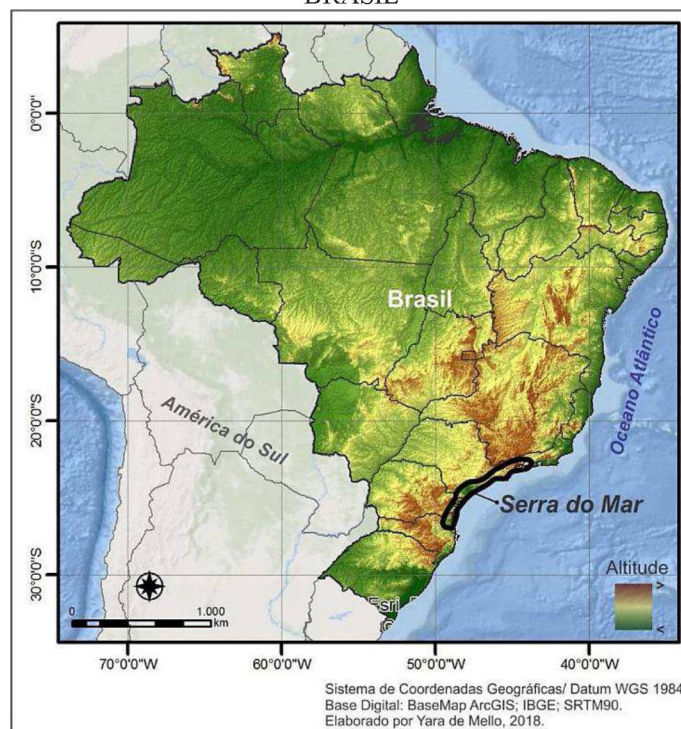
### 2.3. SERRA DO MAR

As serras do Mar e da Mantiqueira configuraram as principais barreiras naturais no processo de introdução, ocupação e escoamento de produtos do território brasileiro. Estas serras ainda apresentam destaque devido a sua imponência e por serem um desafio à

engenharia, no uso e na ocupação de seu espaço. A Serra do Mar e a Serra da Mantiqueira estão alongadas paralelamente com direção ENE e representam um relevo montanhoso singular (HASUY *et al.*, 2012). Almeida e Carneiro (1998) destacam que ambas constituem a feição orográfica mais destacada da borda atlântica do continente sul-americano.

A Serra do Mar também foi denominada pelos primeiros colonizadores portugueses de “A Muralha” (HASUY *et al.*, 2012). O nome genérico “Serra do Mar” citado por Almeida (1953) refere-se a um sistema de escarpas e montanhas que limitam a borda oceânica do Planalto Atlântico desde o norte do estado de Santa Catarina até o estado do Rio de Janeiro (PAULA *et al.*, 2008) (FIGURA 6).

FIGURA 6 - POSIÇÃO GEOGRÁFICA DA SERRA DO MAR NAS REGIÕES SUL E SUDESTE DO BRASIL



FONTE: MELLO (2018).

De acordo com IPT (1981), as unidades de relevo na Serra do Mar podem ser divididas em escarpas festonadas e escarpas com espigões digitados. As escarpas festonadas são desfeitas em anfiteatros separados por espigões, topos angulosos e vertentes com perfis retilíneos. Além disso, apresentam alta densidade de drenagem com padrão sub-paralelo a dendrítico e vales fechados. As escarpas com espigões digitados são compostas por grandes espigões lineares subparalelos, topos angulosos e vertentes com perfis retilíneos. Também apresentam drenagem de alta densidade, porém, com padrão paralelo-pinulado e vales fechados (PAULA *et al.*, 2008).

Econômica e estrategicamente, a Serra do Mar faz conexão geográfica entre a maior

zona portuária exportadora e importadora e a região mais industrializada e mais populosa do país. Por isso, é intensamente transposta por ligações de rodovias e ferrovias, oleodutos, gasodutos, linhas de transmissão e ainda apresenta instalações industriais e energéticas. No estado do Paraná, a Serra do Mar constitui uma cadeia de montanhas com topos elevados até a 1800 m de altitude (HASUY *et al.*, 2012).

Segundo Santos *et al.* (2009), a Serra do Mar constitui a região brasileira com maior suscetibilidade a escorregamentos de solos e rochas. As encostas mais suaves são compostas de depósitos de colúvio e tálus que sobrepõem o substrato rochoso e solos residuais. Nos períodos chuvosos os depósitos de colúvio são instáveis e afetam as rodovias e outras obras na área da serra. A constituição dos depósitos coluvionares é igual à dos solos residuais de gnaíse, uma mistura de solos argilosos e arenosos com matacões e fragmentos de rocha em diferentes estágios de intemperismo, sendo muito heterogêneos (KANJI *et al.*, 2008).

### **2.3.1. Aspectos geológicos gerais**

A evolução geológica e geomorfológica da Serra do Mar foi descrita em Vieira e Gramani (2015) por diferentes estágios. Durante o Cretáceo (90 Ma), uma pluma mantélica no centro do fundo oceânico meso-Atlântico afetou a movimentação da placa sul americana. Este processo desencadeou, até 65 Ma, um movimento homogêneo ascendente do embasamento cristalino do sudeste brasileiro. Em associação, um processo de denudação afetou o Platô Atlântico (“Serra do Mar Cretácea”) com o desenvolvimento de regiões planas, como a superfície de aplainamento sul-americana ou Japi, as quais proporcionaram material sedimentar para as bacias de Santos e do Paraná.

Durante o Paleoceno, um evento tectônico regional promoveu a formação das bacias tafrogênicas, como as de São Paulo e Curitiba. Falhas normais foram reativadas formando os riftes das serras do Mar e da Mantiqueira (HASUY *et al.*, 2012), se deu o soerguimento do bloco ocidental da Falha de Santos e o abatimento do bloco oriental, coberto posteriormente com sedimentos marinhos cenozóicos. Este evento levou a formação da “Proto-Serra do Mar”, a aproximadamente 100 km da linha de costa atual. As rochas das falhas reativadas e das zonas de cisalhamento apresentam baixa resistência à erosão e governam o traçado da rede de drenagem na região. Nos estágios finais, a escarpa sofreu um recuo e dissecação devido a processos geomorfológicos e o regime paleoclimático.

De acordo com suas características geológicas e geomorfológicas, a Serra do Mar é subdividida nos setores Santa Catarina-Paraná e São Paulo-Rio de Janeiro. A história geológica entre o Pré-cambriano e o Eopaleozóico deu origem a associações migmatíticas e

metamórficas, além de complexos ígneos, o que justifica a ampla variedade de litotipos do embasamento exposto (ALMEIDA E CARNEIRO, 1998).

Maack (1981) separou a Serra do Mar, do setor Santa Catarina-Paraná, em maciços altos e baixos, controlados pela reativação de falhas desenvolvidas durante o Cenozóico e Cretáceo, com orientações NE e SW. As maiores elevações foram descritas como granitos alcalinos e sienodioritos (partes norte e central) e corpos plutônicos, básicos, afaníticos de dioritos, diques de diabásio e andesitos do vulcanismo pós-Triássico Gondwânico (parte sul). Entre a cadeia de montanhas e a região costeira, a área é caracterizada como parte do Cinturão de Granitóides costeiro, composto por granitos foliados, granito-gnaisses, migmatitos e outras rochas foliadas, com direção principal NE (VIEIRA E GRAMANI, 2015).

### 2.3.2. Clima

No complexo da Serra do Mar o clima é do tipo tropical muito úmido, apresentando precipitações acima de 2000 mm por ano e sem estação seca. Com relação à temperatura média anual, na região do planalto é de 19°C (ROSSI E NETO, 2001). De acordo com Vanhoni e Mendonça (2008), o clima da Serra do Mar até 700 m de altitude é classificado, segundo a classificação de Köppen-Geiger, como Cfa (Clima Subtropical Úmido – Mesotérmico), com temperatura média no mês mais quente maior do que 22°C e no mês mais frio menor que 18°C. A partir dos 700 m de altitude o clima é classificado como Cfb (Clima Subtropical Úmido – Mesotérmico com verão fresco), com temperatura média do mês mais quente menor que 22°C.

Nas porções mais elevadas da serra há um aumento significativo na velocidade dos ventos. A Serra do Mar consiste em uma barreira natural para os ventos alíseos úmidos que se condensam e formam uma cobertura nebulosa com precipitação total de 3000 mm por ano nas encostas elevadas (KOEHLER *et al.*, 2002). A barragem do avanço das massas de ar influencia não somente na distribuição da umidade, como também na manutenção da temperatura na região (VANHONI E MENDONÇA, 2008).

De acordo com Kanji *et al.* (2008), as chuvas são ocasionadas por frentes frias vindas do Sul (Andes Argentinos-Chilenos) e sua intensificação é provocada pelo efeito orográfico relacionado à proporção da Serra. Os índices pluviométricos mais elevados são identificados para as cotas mais altas e os menores no sopé da escarpa. As maiores concentrações são registradas no verão, entre os meses de janeiro, fevereiro e março (SANTOS *et al.*, 2009).

Como a região está submetida a altas pluviosidades médias anuais e a episódios prolongados de chuvas, apresenta processos de movimentações de massa (ALMEIDA E

CARNEIRO, 1998). Devido ao clima, o intemperismo das rochas é intenso e leva à geração de um manto espesso de solo residual (KANJI *et al.*, 2008). Além disso, as rochas apresentam descontinuidades como juntas e falhas antigas que também são aproveitadas pela água e levam ao desenvolvimento de massas de solo e rocha decomposta. Analisando-se a coluna geológica quaternária é possível identificar que estes episódios de instabilidade mais recentes não são isolados e representam a continuidade de um longo histórico de eventos (ALMEIDA E CARNEIRO, 1998).

### 2.3.3. Vegetação

A vegetação com maior predominância no complexo Serra do Mar é a Floresta Pluvial Tropical com diferentes fisionomias, dependentes das condições geo-morfo-pedológicas e microclimáticas (ROSSI E NETO, 2001). A floresta tropical úmida representa a Mata Atlântica na Serra do Mar e é denominada cientificamente de Floresta Ombrófila Densa ou Floresta Atlântica de Encostas (SANTOS *et al.*, 2009). De acordo com Koehler *et al.* (2002), o clima das montanhas influencia na florística e na estrutura das florestas da serra, caracterizando uma concentração vegetacional concordante com a distribuição vertical da temperatura e da umidade.

O aumento da altitude influencia na presença de árvores de menor porte, estratificação simplificada e com menor tamanho das folhas. Com isso, os solos se tornam mais úmidos ou saturados e com alto teor de matéria orgânica. Predominam solos pouco desenvolvidos, rasos, além disso, é muito comum a presença de afloramentos de rochas. Segundo Rossi e Neto (2001), devido à declividade excessiva, ao material de origem e aos altos índices pluviométricos, o espessamento do solo na serra é limitado e pode ser indicado principalmente pelas cicatrizes de escorregamentos. Os solos rasos e as exposições de rocha proporcionam o desenvolvimento de vegetação de porte menor.

Santos *et al.* (2009) destacam como principais características da vegetação da Serra do Mar a grande diversidade florística, árvores maiores com até 25 m a 30 m, ambiente interno sombreado abafado e úmido, espesso manto de restos vegetais recobrimdo o solo e enraizamento superficial e subsuperficial intenso e denso.

A vegetação da Serra do Mar cumpre um importante papel na regulação do fornecimento de água devido a sua capacidade de interceptação da umidade das nuvens, além disso atua na estabilização dos solos nas encostas íngremes (KOEHLER *et al.*, 2002).



## 2.4. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação consiste em obter todas as características possíveis, sejam elas topográficas, geológicas, geotécnicas e ambientais, que permitam a realização de diagnósticos mais precisos para uma resolução efetiva dos problemas (DIAZ, 1998). De acordo com Souza *et al.* (1998), todos os estudos do meio físico, sejam voltados para obras de engenharia ou não, devem ser precedidos por uma caracterização que propiciará a identificação dos materiais existentes, dos parâmetros físicos, das técnicas mais adequadas de intervenção no terreno, entre outros (XAVIER, 2009).

Diaz (1998) destaca que para a determinação das causas e dos mecanismos, e, a quantificação dos parâmetros que determinam a estabilidade de um talude é necessário o reconhecimento da área, análises de informações existentes, estudos das características superficiais e investigações de campo e de laboratório, além da análise das informações obtidas e modelagens matemáticas. O autor ainda afirma que a falta de comprovação de teorias e do aprofundamento dos estudos levam a erros de análises que conduzirão a soluções equivocadas.

Os métodos de investigação podem ser divididos em superfície e subsuperfície. Os métodos de superfície representam os procedimentos utilizados para a realização do reconhecimento geológico-geotécnico, sendo seu produto final um mapa. Consistem, então, na descrição dos maciços terrosos e rochosos aflorantes, da geomorfologia e da identificação de formações e estruturas geológicas. Já os métodos de subsuperfície são ferramentas que servem para complementar os métodos de superfície, e têm como objetivo realizar a caracterização qualitativa e quantitativa das unidades geológicas e geotécnicas presentes na subsuperfície e podem ser divididos em diretos e indiretos (XAVIER, 2009).

Os métodos diretos permitem acesso ao material investigado. Os métodos indiretos apresentam, em geral, menor custo e têm sido adotados com preferência, em relação aos diretos, por países desenvolvidos. Os métodos diretos estão principalmente relacionados às sondagens mecânicas e ensaios geotécnicos *in situ*. Entre os métodos indiretos destacam-se os ensaios geofísicos (SILVA, 2007).

Os ensaios geotécnicos também podem ser divididos em ensaios de campo e ensaios de laboratório. De acordo com Espíndola (2011), nos ensaios de campo as condições são mais reais, já que o solo se encontra em condições naturais. Diaz (1998) destaca que os ensaios de campo têm a vantagem de poder simular situações no mesmo ambiente do talude e, segundo o autor, são mais úteis para a quantificação dos parâmetros empregados nas análises de

deslizamentos. Já os ensaios de laboratório têm como objetivo a reprodução da situação de campo e ainda, podem permitir a reprodução de situações que seriam financeiramente inviáveis em campo (ESPÍNDOLA, 2011).

Xavier (2009) também destaca os métodos preventivos relacionados a utilização de instrumentação geotécnica, como medidores de recalques, inclinômetros, marcos superficiais, piezômetros, tensiômetros e medidores de vazão. Estes métodos podem ser utilizados no caso de problemas muito localizados ou ainda incipientes, para monitoramento.

#### **2.4.1. Métodos geofísicos**

O desenvolvimento dos métodos geofísicos foi favorecido com a Segunda Guerra Mundial. Tanto sua base teórica como instrumental e de aplicação foram estabelecidas naquela época por razões táticas. Por interesses militares, equipes especializadas e equipamentos de medição permitiram a análise geofísica em condições complexas. Estas técnicas foram muito utilizadas na localização de submarinos ou instrumentos localizados no fundo do mar. Além disso, a evolução da investigação geofísica também está relacionada com o desenvolvimento tecnológico, que possibilitou a maior capacidade de armazenamento, tratamento e apresentação de dados (SOUZA, 2006).

A investigação geofísica compreende a coleta de medições próximas ou na superfície da Terra, relacionadas com a distribuição interna das propriedades físicas. Esta análise permite a compreensão da variação das propriedades físicas do interior da Terra tanto verticalmente como lateralmente. A investigação geofísica é um meio relativamente rápido e economicamente viável para a obtenção das informações da superfície e subsuperfície. Além disso, é aplicável para uma ampla variedade de investigações por poder ser utilizada em diferentes escalas (KEAREY *et al.*, 2002).

Diaz (1998) destaca que os métodos geofísicos não devem substituir os programas de sondagens, sendo estas utilizadas para controle dos resultados obtidos por meio da geofísica. O autor também salienta que os métodos geofísicos devem ser utilizados com um controle de campo muito restrito.

Souza (2006) afirma que a aplicação dos métodos geofísicos requer conhecimento de alguns conceitos, principalmente os que estão relacionados com as suas limitações. Estes conceitos são detectabilidade, resolução, penetração, amostragem e precisão.

Para a detecção das variações das propriedades físicas na superfície e subsuperfície são necessários contrastes fortes e evidentes e, cada método geofísico apresenta uma capacidade de detecção para cada propriedade física. Por exemplo, no uso de magnetometria é



necessário que exista um contraste facilmente reconhecível entre as propriedades magnéticas dos materiais, assim as anomalias geradas pelos mesmos podem ser detectadas por este método.

A resolução é definida como a capacidade do método detectar objetos distintos. Em geral, as frequências altas proporcionam boa resolução enquanto que as frequências baixas proporcionam boa penetração, mas uma resolução inferior. A penetração, assim como a resolução, está relacionada com o espectro de frequência emitido, porém de forma inversa. Quanto mais baixo o espectro de frequência maior será a penetração.

A amostragem está ligada com a densidade dos dados coletados. Os perfis devem estar espaçados e em quantidade compatível com a escala do levantamento para a obtenção dos resultados pretendidos. Por fim, a precisão das medidas geofísicas é muito boa, porém estas não são diretamente relacionáveis com um tipo específico de material, o que pode levar à ambiguidade (SOUZA, 2006).

Os métodos geofísicos podem ser divididos em métodos que utilizam os campos naturais da Terra e métodos que necessitam da inserção artificial de energia no terreno. Os métodos de campo natural utilizam os campos gravitacional, magnético, elétrico e eletromagnético da Terra. Os métodos de fontes artificiais abrangem a geração local de campos elétricos ou eletromagnéticos, e ainda a geração de ondas sísmicas (TABELA 2). Em geral, os métodos de campo natural podem avaliar profundidades significativamente maiores, além de serem mais simples de executar. Entretanto, os métodos artificiais podem produzir resultados com maiores detalhes e de melhor resolução (KEAREY *et al.*, 2002).

TABELA 2 - MÉTODOS GEOFÍSICOS

Método	Parâmetro medido	Propriedade física operativa
Resistividade	Resistência da Terra	Condutividade elétrica
Elétrico	Polarização induzida	Voltagens de polarização ou resistência do terreno dependente de frequência
	Potencial espontâneo	Potenciais elétricos
	Eletromagnético	Resposta à radiação eletromagnética
	Radar	Tempos de deslocamento de pulsos refletidos por radar
Sísmico	Reflexão Refração	Tempos de deslocamento de ondas sísmicas refletidas e refratadas
Gravimétrico		Variações espaciais na intensidade do campo gravitacional
Magnético		Variações espaciais na intensidade do campo geomagnético

Condutância elétrica

Condutividade elétrica

Condutividade elétrica e indutância

Constante dielétrica

Densidade e módulo da elasticidade

Densidade

Susceptibilidade magnética e remanência

FONTE: KEAREY *et al.*, (2002).

Os métodos geofísicos são normalmente usados em combinação. O principal fator a ser identificado por este tipo de investigação é a anomalia geofísica. A anomalia geofísica representa a variação local de um parâmetro relativo a um contexto. Apesar do problema da ambiguidade, o grau de incerteza na interpretação geofísica pode ser reduzido para níveis aceitáveis utilizando medidas de campo adicionais (KEAREY *et al.*, 2002). Os métodos geofísicos apresentam variadas aplicações (TABELA 3).

TABELA 3 - PRINCIPAIS APLICAÇÕES DOS MÉTODOS GEOFÍSICOS

Aplicação	Métodos apropriados
Exploração de combustíveis fósseis (óleo, gás, carvão)	S, G, M, (EM)
Exploração de depósitos minerais metálicos	M, EM, E, PE, PI, R
Exploração de depósitos minerais (areia e cascalho)	S, (E), (G)
Exploração de água subterrânea	E, S, (G), Rd
Engenharia/investigação do local de construção	E, S, Rd, (G), (M)
Investigações arqueológicas	Rd, E, EM, M, (S)

NOTA: G – gravidade; M – magnético; S – sísmico; E – resistividade elétrica; PE – potencial espontâneo; PI – polarização induzida; EM – eletromagnético; R – radiométrico; Rd – radar. Entre parênteses métodos auxiliares.

FONTE: KEAREY *et al.*, (2002).

A seguir são descritos os métodos geofísicos aplicados neste trabalho, escolhidos com

base nas suas aplicações em engenharia/investigação do local de construção.

#### 2.4.1.1. Método elétrico de resistividade ou eletrorresistividade

O método da eletrorresistividade utiliza a propriedade física da resistividade elétrica dos materiais. Este método foi desenvolvido no século XVIII por meio do descobrimento da resistividade das rochas e da condutividade do solo (BORGES, 2002). De acordo com Samouelian *et al.* (2005), considerando que os materiais do solo apresentam propriedades elétricas dependentes de suas características físicas e químicas como textura, salinidade e conteúdo de água, Schlumberger propôs, em 1912, a aplicação das medidas da resistividade elétrica no estudo de corpos rochosos da subsuperfície.

A aplicação do método de eletrorresistividade baseia-se na inserção de energia no terreno, utilizando corrente contínua ou corrente alternada. As frequências aplicadas são mais baixas pois a profundidade de penetração diminui com o aumento da frequência. Na prospecção elétrica fundamentada na resistividade considera-se a quantidade de corrente elétrica que atravessa uma camada quando é aplicada uma diferença de potencial.

Segundo Samouelian *et al.* (2005), o objetivo do método é determinar a distribuição da resistividade dos materiais na subsuperfície. Borges (2002) define resistividade como uma medida da dificuldade que um material impõe à passagem de corrente elétrica. A resistividade é simbolizada por ( $\rho$ ) e dada em Ohm.m ( $\Omega$ m). Seguindo a Lei de Ohm apresentada na Equação (1) determina-se a relação da resistividade ( $\rho$ ) com a resistência ( $R$ ), considerando-se um condutor homogêneo de forma cilíndrica (FIGURA 7).

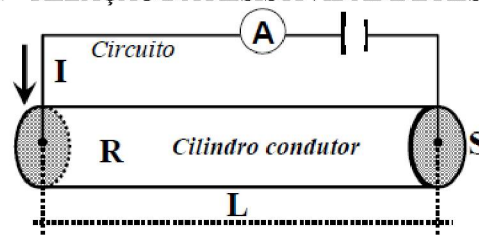
$$R = \rho \frac{L}{S} \quad (1)$$

Onde:

L: comprimento do condutor;

S: seção transversal do condutor.

FIGURA 7 - RELAÇÃO DA RESISTIVIDADE E RESISTÊNCIA



FONTE: BRAGA (2006).

É importante destacar que na prática o meio não é homogêneo, sendo influenciado

pela presença de solo, rocha e nível freático e, ainda, que em um corpo tridimensional a corrente elétrica não flui por um caminho único. Segundo Samouelian *et al.* (2005), em um meio homogêneo e isotrópico as linhas equipotenciais elétricas são hemisféricas quando os eletrodos de corrente estão instalados na superfície do solo. Desta forma, a resistividade no subsolo é dada segundo a Equação (2).

$$\rho = 2\pi r \frac{V}{I} \quad (2)$$

Onde:

$\rho$ : resistividade;

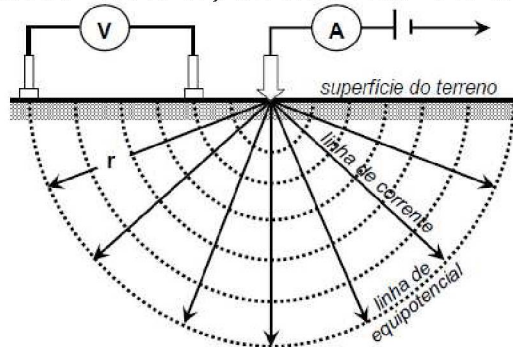
$r$ : distância entre eletrodo de corrente e o ponto no qual o potencial é medido;

$V$ : potencial;

$I$ : corrente.

Portanto, conectando-se um cabo condutor de uma bateria em um eletrodo de corrente é possível medir o valor da intensidade da corrente. Conectando-se dois eletrodos, um próximo ao de corrente e outro afastado por uma distância  $r$ , a um voltímetro é possível determinar a diferença de potencial ( $\Delta V$ ) entre os dois pontos (FIGURA 8) (BRAGA, 2006).

FIGURA 8 - DIFERENÇA DE POTENCIAL NO CAMPO



FONTE: BRAGA (2006).

Experimentos laboratoriais foram desenvolvidos para estabelecer relações entre as propriedades dos solos e a resistividade elétrica, a qual varia em função de fatores como: tamanho e mineralogia das partículas sólidas, arranjo dos espaços vazios, grau de saturação, resistividade elétrica do fluido e temperatura. Considerando os diferentes tipos de solo, a resistividade elétrica apresenta valores com uma grande variação, desde  $1 \Omega\text{m}$  (solo salino) a  $10^5 \Omega\text{m}$  (solo seco sobrepondo rochas cristalinas) (SAMOUELIAN *et al.*, 2005).

Robain *et al.* (1996) identificaram relações entre o conteúdo de argila no solo e sua baixa resistividade. Além disso, mostraram relações entre parâmetros estruturais do solo e variações da resistividade, em que altas resistividades estavam relacionadas com a presença

de macroporos (quantidade de água mais variável) e baixas resistividades com a presença de mesoporos, nos quais a quantidade de água não varia significativamente. A passagem de corrente elétrica no solo depende do conteúdo de água nos poros, devido à presença de sais dissolvidos. Por isso, quanto maior a quantidade de água menor será a resistividade elétrica (SAMOUELIAN *et al.*, 2005). Fernandes (1984) apresenta intervalos de valores da resistividade média de algumas rochas e solos (TABELA 4) (BORGES, 2002).

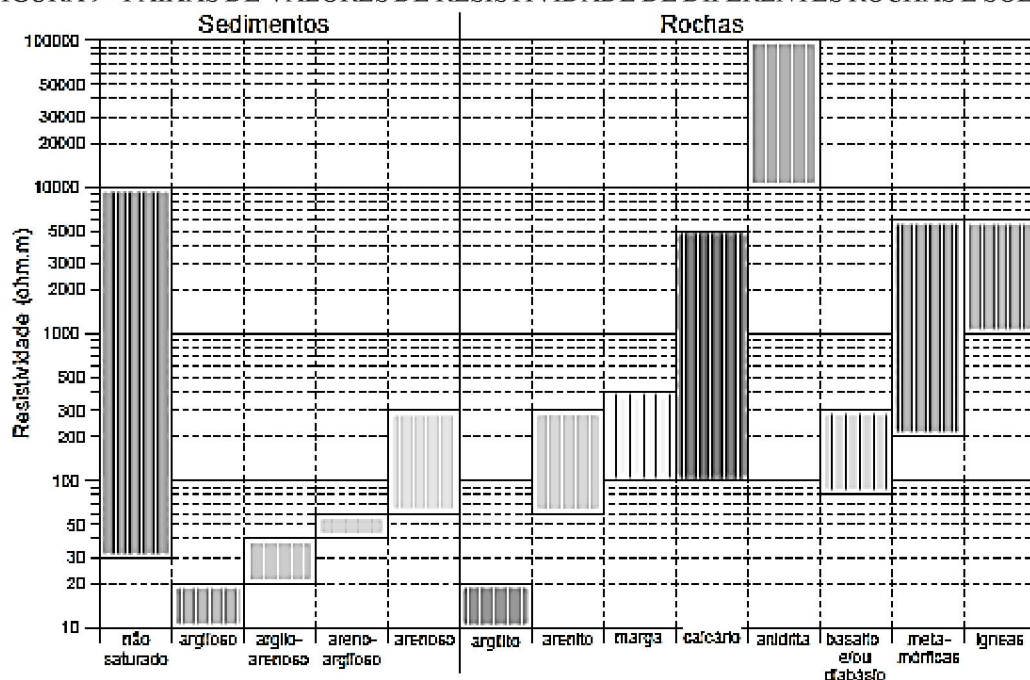
TABELA 4 - RESISTIVIDADE MÉDIA DE ALGUMAS ROCHAS E SOLOS

Rocha ou solo	Resistividade (Ohm.m)
Granito	$3 \times 10^2$ a $> 10^3$
Diabásio	20 a $2 \times 10^4$
Sienito	$10^2$ a $10^5$
Folhelho	10 a $10^4$
Calcário	50 a $5 \times 10^5$
Areia	1 a $5 \times 10^3$
Silte	20 a $1,5 \times 10^3$
Argila	5 a $1,5 \times 10^3$

FONTE: BORGES (2002) apud FERNANDES (1984).

Conforme Braga (2006), como diferentes fatores influenciam na resistividade das rochas e dos solos, existe uma faixa de variação dos valores de resistividade nos quais cada tipo litológico ou pedológico se encaixa (FIGURA 9).

FIGURA 9 - FAIXAS DE VALORES DE RESISTIVIDADE DE DIFERENTES ROCHAS E SOLOS



FONTE: BRAGA (2006).

Em um meio heterogêneo, os valores do comprimento e da seção transversal na

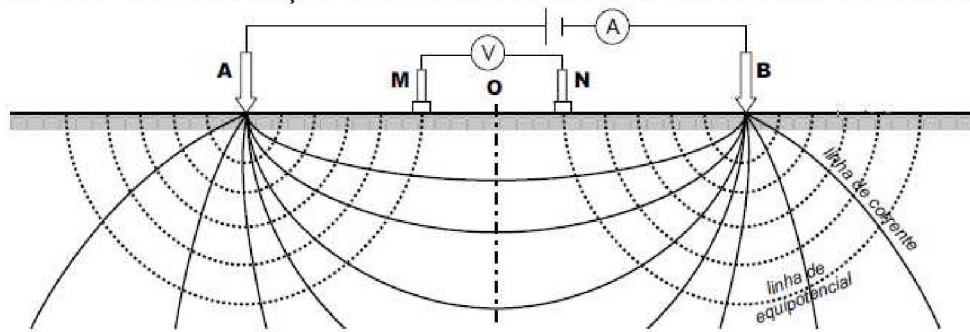


Equação (1) irão depender do arranjo de eletrodos no terreno. Neste caso, os valores são substituídos por uma constante  $k$  que varia de acordo com cada arranjo de eletrodos (BORGES, 2002). Considerando-se que o subsolo não é um meio homogêneo, a resistividade medida e tomada como base na interpretação final é na realidade uma média de todas as resistividades reais em um volume de material, denominada de resistividade aparente ( $\rho_a$ ) (BRAGA, 2006). De acordo com Borges (2002), a resistividade aparente é uma expressão da resistividade que o meio teria se fosse homogêneo, sem guardar uma relação quantitativa absoluta com o valor da resistividade verdadeira. A resistividade aparente depende do tipo de arranjo aplicado, da natureza do subsolo e da situação do corpo rochoso (fraturado ou não).

Com relação às técnicas de aquisição dos dados, no método da eletrorresistividade, são divididas basicamente em sondagem elétrica e caminhamento elétrico. As sondagens elétricas são mais aplicadas na obtenção de informações pontuais, verificando-se a variação vertical da resistividade. Já o caminhamento elétrico é aplicado quando se tem interesse na variação lateral da resistividade a uma profundidade constante.

Para a execução das diferentes técnicas de aquisição, procedimentos de campo são adotados. Estes procedimentos são denominados de arranjos de campo. A medição da resistividade elétrica usualmente requer o emprego de quatro eletrodos (FIGURA 10), dois eletrodos denominados de A e B que são utilizados na injeção de corrente (eletrodos de corrente) e dois eletrodos M e N que são utilizados na medição da diferença de potencial (eletrodos de potencial).

FIGURA 10 - CONFIGURAÇÃO DE ELETRODOS USUALMENTE APLICADA EM CAMPO



FONTE: BRAGA (2006).

A diferença de potencial ( $\Delta V$ ) medida entre os eletrodos M e N é dada segundo a Equação (3). Em que AM, BM, AN e BN representam a distância geométrica entre os eletrodos (SAMOUELIAN *et al.*, 2005).

$$\Delta V = \frac{\rho I}{2\pi} \left[ \frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right] \quad (3)$$

Desta forma, a resistividade elétrica é calculada segundo a Equação (4), sendo  $k$  o

coeficiente geométrico que depende do arranjo dos quatro eletrodos.

$$\rho = \left[ \frac{2\pi}{\left(\frac{1}{AM}\right) - \left(\frac{1}{BM}\right) - \left(\frac{1}{AN}\right) + \frac{1}{BN}} \right] \frac{\Delta V}{I} = k \frac{\Delta V}{I} \quad (4)$$

Diferentes configurações de arranjos podem ser aplicadas variando a posição dos eletrodos de potencial e dos eletrodos de corrente. As configurações mais utilizadas são as do tipo: Wenner, Wenner-Schlumberger, Dipolo-Dipolo ou Polo-Dipolo. Samouelian *et al.* (2005) destacam que cada um dos diferentes arranjos apresenta vantagens e limitações específicas, sendo que a aplicação de cada um destes tipos depende da heterogeneidade a ser mapeada.

O arranjo do tipo Dipolo-Dipolo pode ser empregado tanto na técnica de sondagens elétricas verticais como em caminhamentos elétricos. Neste arranjo, podem ser utilizados vários eletrodos de recepção (MN) ao longo de uma linha. A profundidade atingida em cada nível investigado é  $Z = R/2$  em metros, em que R é a distância entre os centros dos eletrodos considerados (AB e MN) (BRAGA, 2006). As medidas são realizadas em várias profundidades de investigação (n), sendo que o ponto de intersecção entre uma linha que parte do centro do arranjo de eletrodos AB e uma linha que parte do centro de MN tem ângulo de  $45^\circ$  (BORGES, 2002).

No caso de caminhamentos elétricos, os perfis são previamente estaqueados com um espaçamento constante de valor (X) em metros. Com a configuração do arranjo no terreno e após a obtenção das leituras, o arranjo é então deslocado para a próxima estaca onde serão efetuadas as próximas leituras. Este procedimento é realizado até o final do perfil a ser levantado (FIGURA 11) (BRAGA, 2006). O fator geométrico k para este tipo de arranjo é dado segundo a Equação (5). Braga (2006) destaca que a técnica do caminhamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo é mais rápida e precisa que o levantamento eletromagnético no estudo de faixas verticais e laterais em subsuperfície.

$$k = 2\pi GX \quad (5)$$

Onde:

$$G = \frac{1}{\left[\left(\frac{1}{n}\right) - \left(\frac{2}{n+1}\right) + \left(\frac{1}{n+2}\right)\right]} \quad (6)$$

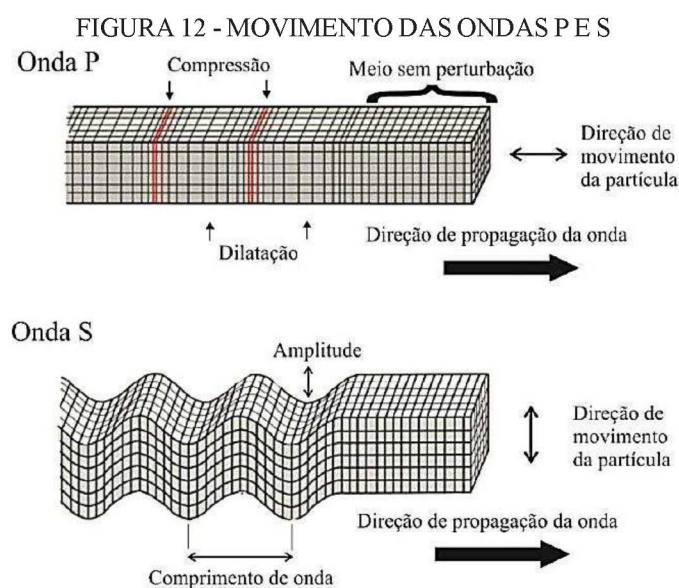




aplicado inicialmente na exploração de petróleo. Devido ao avanço da tecnologia, o método da sísmica de reflexão tornou-se o mais aplicado na investigação de petróleo, dessa forma, a sísmica de refração passou a ser mais aplicada em outros ramos. Atualmente, a sísmica de refração é mais difundida como método de investigação rasa geológico-geotécnica, atingindo profundidades de 20 m a 100 m.

A sísmica de refração consiste basicamente em captar na superfície as ondas sísmicas refratadas em profundidade nas limitações de materiais que possuam velocidade de propagação das ondas com valores contrastantes. Para um melhor entendimento do método é importante compreender que as ondas sísmicas são, segundo Silva (2011), pacotes de energia com deformação elástica que se propagam de forma radial sendo gerados por uma fonte sísmica (p. ex. terremotos ou explosões).

As ondas sísmicas podem ser divididas em duas classes, em ondas que se propagam até o interior da Terra (ondas de corpo) e ondas superficiais. Existem dois tipos de ondas de corpo. A primeira é a onda longitudinal, também conhecida como onda P ou primária, por ser o primeiro evento adquirido no registro de um abalo sísmico. A segunda onda é denominada de onda cisalhante, transversal, rotacional, S ou secundária. A diferença entre as duas ondas de corpo está relacionada com o movimento das partículas. No caso da onda P, as partículas oscilam na direção de propagação da frente de onda por movimentos de compressão e dilatação. No caso da onda S, as partículas se movimentam de forma transversal à direção de propagação da frente de onda por deformação cisalhante (FIGURA 12) (SILVA, 2011).



FONTE: NOGUEIRA (2014).

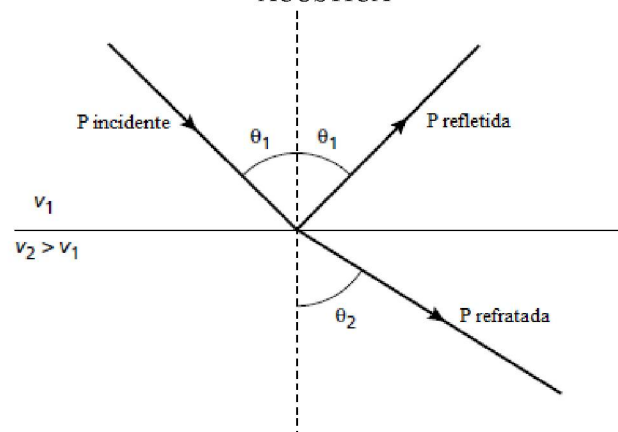
A sísmica de refração é aplicada para identificar interfaces refratantes que separam

camadas de diferentes velocidades sísmicas, podendo também ser aplicada nos casos em que as velocidades variam em função da profundidade ou lateralmente. Além disso, de forma empírica, o método pode ser utilizado na determinação da escarificabilidade das rochas. Também possibilita obter, por meio de resultados primários e/ou correlações, a distribuição das feições estruturais e propriedades das rochas como densidade, coeficiente de Poisson, módulo de Young, RQD (*Rock Quality Designation* ou Qualidade da Rocha), profundidade do nível da água, mapeamento de fraturas, entre outros (KEAREY *et al.*, 2002).

Segundo Silva (2011), os princípios físicos do método da sísmica de refração estão baseados nas leis de Snell-Descartes, que admitem que um raio ao atravessar uma interface entre dois meios com velocidade de propagação de onda diferentes irá se desviar de sua trajetória (FIGURA 13), conforme a Equação (7).

$$\frac{\sin \theta_1}{v_1} = \frac{\sin \theta_2}{v_2} \quad (7)$$

FIGURA 13 - RAIOS DAS ONDAS P REFLETIDA E REFRACTADA ASSOCIADOS COM RAIOS DA ONDA P OBLIQUAMENTE INCIDENTE EM UMA INTERFACE COM CONTRASTE DE IMPEDÂNCIA ACÚSTICA



FONTE: modificado de KEAREY *et al.* (2002).

No caso em que a velocidade de propagação é maior na camada inferior, existe um ângulo de incidência característico (ângulo crítico), sendo que o ângulo de refração é de 90°. O ângulo crítico é definido pela Equação (8). No caso em que as interfaces apresentam superfícies com descontinuidades ou em estruturas com raio de curvatura menor que o comprimento das ondas incidentes considera-se a difração. O ângulo de refração será menor que 90° quando os ângulos de incidência forem menores que o ângulo crítico, nesta circunstância a onda será apenas transmitida. Não ocorrerá a transmissão da energia sísmica quando os ângulos de incidência forem maiores que o ângulo crítico, dessa forma ocorrerá a reflexão total (NOGUEIRA, 2014).

$$\theta_c = \sin^{-1} \left( \frac{v_1}{v_2} \right) \quad (8)$$

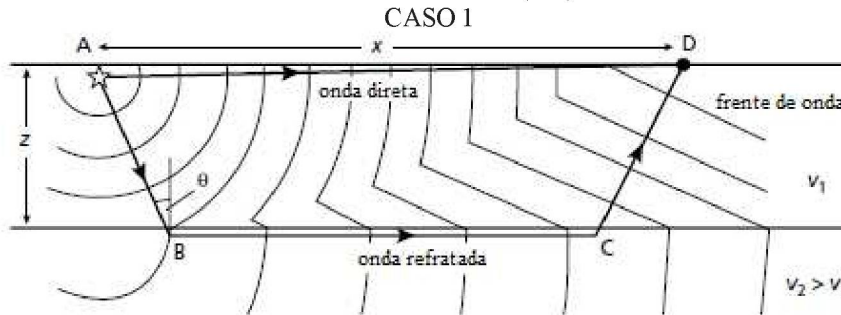
Considerando a teoria e os princípios básicos que regem o método da sísmica de refração, tem-se como premissa que a subsuperfície é composta por camadas separadas por interfaces planas ou inclinadas. Cada camada apresenta velocidade sísmica constante e as velocidades aumentam com o aumento da profundidade (KEAREY *et al.*, 2002).

Kearey *et al.* (2002) apresentam diferentes casos para a determinação do tempo de percurso da onda sísmica refratada e da disposição das camadas:

- CASO 1: duas camadas com interface horizontal;
- CASO 2: multicamadas com interfaces horizontais;
- CASO 3: camada mergulhante com interfaces planares.

Para o caso 1 (FIGURA 14), apresenta-se a posição da frente de onda gerada por uma fonte A e detectada por um receptor D. As velocidades das camadas são  $v_1$  e  $v_2$ , em que  $v_2$  é maior que  $v_1$  e, a interface refratante está a uma profundidade  $z$ . A onda passa horizontalmente pelo topo da camada superior de A a D com uma velocidade  $v_1$ . Já a onda refratada atinge a interface das camadas e volta a superfície com velocidade  $v_1$  formando um ângulo crítico  $\theta$ , porém, ao longo da trajetória BC a onda viaja com velocidade maior  $v_2$ .

FIGURA 14 - TRAJETÓRIA DO RAIOS DA ONDA DIRETA (AD) E DA ONDA REFRACTADA (ABCD) -



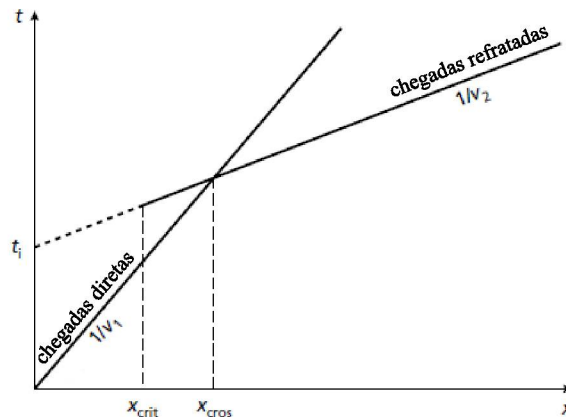
FONTE: modificado de KEAREY *et al.* (2002).

Desta forma, o tempo de percurso total da onda sísmica refratada ( $t$ ) é dado segundo a Equação (9).

$$t = t_{AB} + t_{BC} + t_{CD} = \frac{z}{v_1 \cos \theta} + \frac{(x - 2z \tan \theta)}{v_2} + \frac{z}{v_1 \cos \theta} \quad (9)$$

Colocando-se ( $t$ ) em um gráfico pela distância ( $x$ ) (FIGURA 15), tem-se ( $t_i$ ) que é o tempo de interceptação dado na Equação (10) com gradiente de  $1/v_2$ .

FIGURA 15 - CURVA TEMPO VERSUS DISTÂNCIA PARA ONDA DIRETA E ONDA REFRATADA - CASO 1



FONTE: modificado de KEAREY *et al.* (2002).

$$t_i = \frac{2z(v_2^2 - v_1^2)^{1/2}}{v_1 v_2} \quad (10)$$

Portanto, a profundidade da interface refratante ( $z$ ) é dada segundo a Equação (11).

$$z = \frac{t_i v_1 v_2}{2(v_2^2 - v_1^2)^{1/2}} \quad (11)$$

No caso 2, o tempo de percurso total da onda refratada ( $t_n$ ) no topo da camada ( $n$ ) é dado segundo a Equação (12), além disso, também é possível obter a espessura da camada. Kearey *et al.* (2002) destacam que conforme aumenta o número de camadas se torna mais difícil a identificação de cada segmento da curva tempo versus distância.

$$t_n = \frac{x}{v_n} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{2z_i \cos \theta_{in}}{v_i} \quad (12)$$

$$\text{Onde: } \theta_{in} = \sin^{-1}(v_i/v_n) \quad (13)$$

Já no caso 3, de acordo com Kearey *et al.* (2002), o valor do mergulho da camada é considerado na equação do tempo de percurso e o gradiente da curva não está mais relacionado com a velocidade do refrator, mas sim com uma velocidade aparente, que é maior quando na direção para cima no mergulho e menor quando na direção para baixo no mergulho. Neste caso, reverte-se o ensaio de refração por meio da aplicação de disparos em cada um dos extremos do perfil a ser levantado e gravação das chegadas sísmicas dos dois pontos.

No caso da presença de interfaces refratantes com mergulho, as curvas tempo versus distância do método original e do método reverso apresentarão gradientes e tempos de intercepção diferentes. A Equação (14) apresenta a forma geral do tempo de percurso ( $t_n$ ) de uma onda refratada em uma interface ( $n$ ) mergulhante. Existem ainda outros métodos que podem ser aplicados no caso da presença de interfaces mergulhantes.



$$t_n = \frac{x \sin \beta_1}{v_1} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i (\cos \alpha_i + \cos \beta_i)}{v_i} \quad (14)$$

Onde:

$h_i$ : espessura vertical da camada (i) abaixo do ponto de disparo;

$v_i$ : velocidade do raio da onda na camada (i);

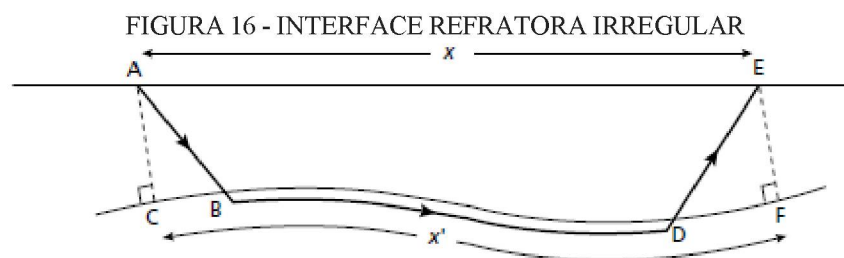
$\alpha_i$ : ângulo com referência a vertical feita pelo raio para baixo na camada (i);

$\beta_i$ : ângulo com referência a vertical feita pelo raio para cima na camada (i);

$x$ : distância entre a fonte e o receptor.

Kearey *et al.* (2002) afirmam que as profundidades interpretadas dos refratores abaixo dos pontos finais do perfil de levantamento, obtidos pelas equações apresentadas anteriormente, não são obtidas diretamente e sim inferidas com base na geometria do refrator. A suposição de interfaces planares pode levar a erros ou imprecisões na interpretação dos dados do método sísmico de refração. As curvas tempo versus distância quando apresentam forma irregular indicam a presença de interfaces refratoras irregulares e, os métodos utilizados para sua interpretação são baseados no conceito de tempo de atraso.

O tempo de atraso é a diferença entre a trajetória AB na camada superior e o tempo que levaria para o raio da onda viajar por BC (FIGURA 16). O tempo de atraso pode ser convertido na profundidade da interface refratora se  $v_1$  e  $v_2$  são conhecidos e não pode ser medido diretamente, mas ocorre em pares na equação do tempo de percurso para um raio refratado de uma superfície fonte a uma superfície sensora.

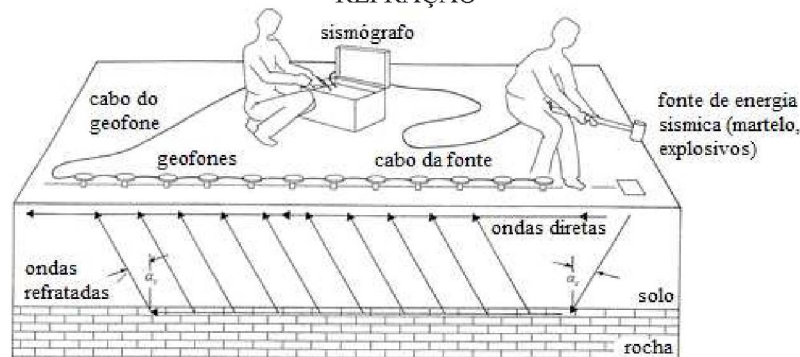


FONTE: KEAREY *et al.* (2002).

Na prática, Silva (2011) explica que os métodos sísmicos se baseiam na geração de ondas acústicas e na determinação do tempo para que estas ondas se propaguem da fonte, de onde são emitidas, até um conjunto de sensores, denominados de geofones (em terra) ou hidrofones (aplicados na água), que se encontram arranjados ao longo de um perfil. Para o registro dos dados é utilizado um equipamento chamado de sismógrafo, que capta os sinais detectados pelos sensores e armazena estes dados de forma digital. Estas ondas acústicas geradas podem sofrer reflexão ou refração na interface entre dois meios (FIGURA 17).

As fontes devem apresentar energia suficiente por meio da mais ampla frequência possível, a energia deve estar relacionada com o tipo de onda que é requerida para cada método sísmico, a frente de onda deve ser replicável e, além disso, a fonte deve ser segura, eficiente e ambientalmente aceitável. Existem inúmeros tipos de fontes sísmicas que se diferenciam pelo nível e frequência da energia produzida. Alguns exemplos de fontes sísmicas são: fontes explosivas, queda de peso, martelo e tiros. Os sensores, geofones e hidrofones, apresentam diversos designs diferentes e podem ser aplicados individualmente ou em arranjos em série ou em paralelo (KEAREY *et al.*, 2002).

FIGURA 17 - DESENHO ESQUEMÁTICO DOS EQUIPAMENTOS APLICADOS NA SÍSMICA DE REFRAÇÃO



FONTE: modificado de ASTM D5777-00 (2011).

A geometria convencional do perfil da sísmica de refração apresenta dois pontos de disparo das fontes, um em cada ponta da linha do perfil. Já os sensores são, convencionalmente, colocados ao longo da linha.

A definição do espaçamento entre os sensores é feita de acordo com o detalhamento requerido, este espaçamento é aproximadamente igual ao intervalo de amostragem de pontos de interpretação, por isso a resolução horizontal é equivalente ao espaçamento dos sensores. A maior dificuldade no ensaio está relacionada com a conexão entre os cabos dos sensores e o sistema de registro dos dados, que fica limitado a uma distância máxima de 1 km e, por isso, atinge profundidades de investigação de algumas centenas de metros (KEAREY *et al.*, 2002).

O principal parâmetro dos métodos sísmicos em geral é a velocidade de propagação das ondas no meio, sendo esta variável de acordo com cada material. A velocidade de propagação é dependente das propriedades elásticas, densidade, litologia, porosidade, saturação dos poros e grau de compactação (NOGUEIRA, 2014). Diferentes rochas e solos apresentam velocidades de propagação da onda P em um intervalo de valores (TABELA 5).

Kearey *et al.* (2002) salientam que em algumas condições geológicas a velocidade varia gradualmente em profundidade. Em camadas espessas de sedimentos clásticos,

principalmente em sequências argilosas, a velocidade aumenta com a profundidade devido ao aumento da compactação. Neste caso, a trajetória das ondas descreve círculos de arcos, sendo que o ponto mais profundo atingido é conhecido como ponto de inflexão. A curva tempo versus distância apresenta forma curva e indica a distribuição da velocidade com a profundidade.

TABELA 5 - VELOCIDADES DA ONDA P DE DIFERENTES SOLOS E ROCHAS

	Vp (m/s)
<b>Materiais inconsolidados</b>	
Camada com alteração	300 - 900
Aluvião	500 - 2000
Argila	1100 - 2500
Areia (seca)	200 - 1000
Areia (saturada)	800 - 2200
Depósito glacial (seco)	400 - 1000
Depósito glacial (saturado)	1700
Depósito glacial (compactado)	1200 - 2100
<b>Materiais consolidados</b>	
Granito	5000 - 6000
Basalto	5400 - 6400
Rochas metamórficas	3500 - 7000
Arenitos e folhelhos	2000 - 4500
Calcário	2000 - 6000
<b>Fluídos nos poros</b>	
Água	1400 - 1600
Ar	300

FONTE: modificado de BURGER *et al.* (2006).

Por fim, como limitações do método Kearey *et al.* (2002) citam a possibilidade da existência de camadas que não produzam ondas P refratadas e que, por isso, não sejam detectadas pela sismica de refração. Para uma camada ser detectada pelo método da sismica de refração é necessário que ela esteja acima de uma camada com maior velocidade de propagação para que, dessa forma, ondas de corpo sejam geradas e, ainda, apresentar espessura e velocidade de forma que as ondas de corpo se tornem ondas primárias P. Além disso, camadas com baixa velocidade podem não ser detectadas ou, ainda, levarem a uma superestimação da profundidade da sua interface.

Como vantagens, Silva (2011) menciona o fato de serem necessários poucos pontos de tiro e poucos sensores quando o método é comparado à sismica de reflexão, o que também leva a um processamento dos dados de forma relativamente mais rápida. As desvantagens estão relacionadas com os maiores afastamentos aplicados entre fonte e sensor e seu funcionamento ou boa interpretação depender da velocidade de propagação das ondas

sísmicas aumentar com a profundidade.

#### 2.4.1.3. Aplicação de métodos geofísicos em estudos de taludes

Trabalhos em estabilidade de taludes realizados em diferentes regiões vêm sendo desenvolvidos por meio da aplicação dos variados métodos geofísicos. Alguns dos quais são descritos a seguir.

Bichler *et al.* (2004) aplicaram métodos geofísicos de eletrorresistividade, GPR e sísmicos para mapear as estruturas internas de um escorregamento localizado em British Columbia (Canadá). Além disso, também utilizaram dados de mapeamento, análises estratigráficas e sedimentológicas e, ainda, a criação de modelos digitais do terreno. Para o método da eletrorresistividade os autores aplicaram um espaçamento entre eletrodos de 5 m, com um arranjo do tipo Wenner, em um total de 4.100 m lineares, atingindo-se 39 m de profundidade de investigação. Nos ensaios sísmicos, foi utilizado como fonte um martelo aplicado sobre placa metálica, sendo realizados 852 m lineares. Com a interpretação dos dados geofísicos foram identificadas 8 camadas aproximadamente horizontais. Foi também definida a superfície de deslocamento que separava materiais não perturbados daqueles que foram movimentados. Segundo os autores, a investigação geofísica baseada em mais de um método se mostrou muito valiosa na caracterização de taludes, levando a um resultado mais detalhado, menos ambíguo, com a determinação de um modelo 3D da estrutura do escorregamento.

Bekler *et al.* (2011) usaram a combinação de análises geofísicas e geotécnicas para caracterizar um pequeno deslizamento rotacional localizado na rodovia Çanakkale Lapseki-Bursa, na Turquia. Os autores aplicaram o método geofísico de sísmica de refração, método geofísico da eletrorresistividade e análises de caracterização do solo em laboratório. A sísmica foi aplicada para 124 m lineares, coincidindo com as linhas da eletrorresistividade, e atingindo-se 30 m de profundidade de investigação. Foi aplicado um sismógrafo de 12 canais e para a recepção das ondas foram aplicados geofones espaçados em 4 m. A eletrorresistividade foi aplicada utilizando-se um arranjo do tipo Wenner-Schlumberger, com 102 m lineares e espaçamento entre eletrodos de 3 m. De acordo com os autores, a investigação proporcionou a obtenção de informações críticas da subsuperfície, principalmente na definição da estrutura do corpo do deslizamento.

Bari *et al.* (2011) utilizaram fotogrametria, análises geomorfológicas e geológicas, o método geofísico da eletrorresistividade e a execução de sondagens para investigar um deslizamento na porção sudeste dos Apeninos Italianos. Os métodos foram aplicados para



estimar a geometria do corpo do deslizamento. No ensaio geofísico foi aplicado um arranjo do tipo dipolo-dipolo, escolhido devido a sua profundidade de penetração e boa resolução na determinação de heterogeneidades laterais. Também foi aplicado o arranjo Wenner-Schlumberger pela sua robustez e baixa sensibilidade. Foram executados cinco perfis, um longitudinal e quatro transversais ao corpo do deslizamento, com espaçamento entre eletrodos de 20 m e 10 m, respectivamente. Os resultados indicaram a presença de uma superfície de ruptura a 20 m de profundidade, além de uma descontinuidade semi-vertical entre materiais com diferentes resistividades. O corpo do deslizamento foi delimitado por meio da interpretação da investigação geofísica, que foi também comparada com dados estratigráficos das sondagens, mostrando uma boa correlação.

Shan *et al.* (2014) integraram métodos geofísicos de eletrorresistividade, eletromagnético e sísmica de reflexão, com o objetivo de identificar a extensão lateral e vertical das diferentes unidades geológicas, além de entender os fatores geométricos e geológicos que controlam os deslizamentos em argilas na região sudoeste da Suécia. Foram definidas 4 linhas de seção geofísica. Para o método da eletrorresistividade foi utilizado o arranjo Wenner e espaçamento entre eletrodos de 5 m. Para a geração das ondas sísmicas foram aplicados explosivos e queda de peso de 15 kg. A combinação dos dados de geofísica com os dados dos ensaios geotécnicos confirmou a presença de argila sobre uma camada de solo arenoso grosseiro na porção nordeste da área de estudo. Também foi identificado o topo rochoso com mergulho em direção ao rio a 75 m de profundidade, confirmado com resultados de sondagens na área de estudo. A integração dos dados permitiu a definição das unidades geológicas presentes na área, além da determinação do topo rochoso.

Merritt *et al.* (2014) desenvolveram um modelo 3D detalhado da subsuperfície de um deslizamento localizado na Itália. Para isso, aplicaram as técnicas de geofísica de eletrorresistividade, sondagens, análises de laboratório e sensoriamento remoto. A geofísica foi realizada em duas escalas, baixa resolução e alta resolução. O espaçamento entre eletrodos foi de 4,75 m e 1 m, respectivamente. Foi utilizado um arranjo do tipo dipolo-dipolo em um total de 28 linhas. Com relação às sondagens, foram realizadas 9, com profundidade entre 5 m e 7 m. A partir dos resultados geofísicos foram definidas três formações geológicas, e o modelo foi desenvolvido com a junção de todos os resultados de investigação.

#### **2.4.2. Sondagem mista**

Os objetivos gerais das sondagens são a identificação e caracterização das formações geológicas, localização dos níveis de água subterrânea, identificação da distribuição dos

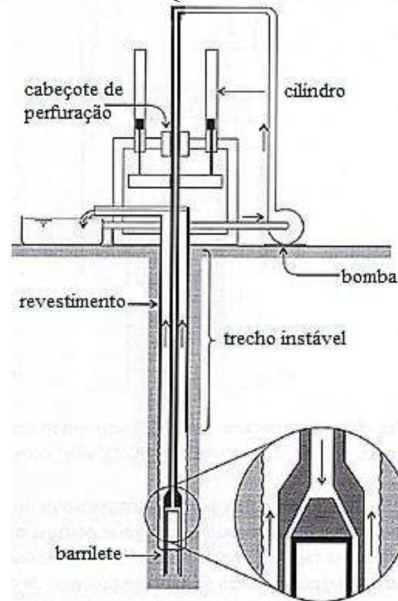
materiais de subsuperfície, quantificação das propriedades físicas destes materiais, entre outros (DIAZ, 1998). Na execução de uma sondagem os processos englobam estabilização das paredes do furo e a remoção do material presente no furo de sondagem.

As sondagens mistas são assim denominadas por corresponderem a uma combinação do equipamento de sondagem rotativa e o equipamento utilizado na sondagem à percussão em conjunto com o SPT – *Standard Penetration Test*. Nas sondagens SPT são obtidas amostras deformadas das diferentes camadas de solo identificadas no perfil investigado, enquanto que a sondagem rotativa permite a coleta de amostras de rocha e uma identificação rápida da profundidade do topo rochoso (HUNT, 2006).

Segundo Hunt (2006), as sondagens podem apresentar diferentes inclinações de acordo com o objetivo de sua aplicação. Sondagens verticais são as mais comuns em solos e na maioria das condições rochosas. Sondagens com inclinação são comumente aplicadas na identificação de juntas, falhas, cavidades em rochas, ou na instalação de ancoragens no solo ou na rocha. Já as sondagens horizontais são aplicadas na investigação do subsolo para a construção de túneis, instalação de instrumentação ou drenos horizontais, por exemplo. A seguir são descritas as principais características das sondagens rotativas e, posteriormente, das sondagens SPT.

De acordo com Velloso e Lopes (2004), a sondagem rotativa é aplicada no caso da presença de rochas, como matacões e blocos, que devam ser ultrapassados durante a investigação ou, ainda, que devam ser caracterizados. A perfuração, neste caso, é realizada pela rotação das hastes por meio do cabeçote de perfuração e forçando as mesmas para baixo, normalmente por um sistema hidráulico. Na porção superior das hastes há a presença de um acoplamento, o qual permite a ligação de uma mangueira de água com as hastes em rotação (FIGURA 18). O barrilete (FIGURA 19) é uma ferramenta tubular utilizada para o corte e a retirada de amostras de rocha. Na sua extremidade inferior o barrilete apresenta uma coroa de pastilhas de tungstênio ou de diamantes.

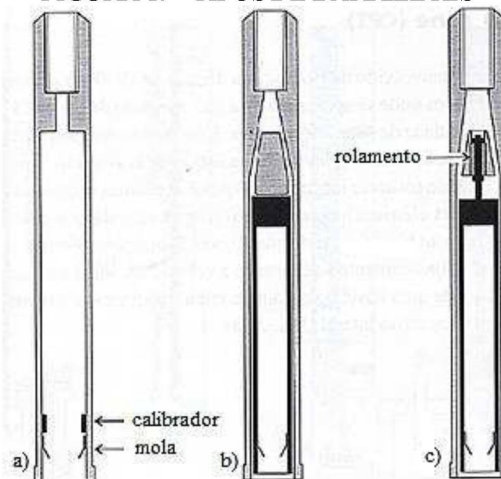
FIGURA 18 - COMPONENTES DO EQUIPAMENTO DE SONDAGEM ROTATIVA



FONTE: VELLOSO E LOPES (2004).

Todo o equipamento de corte e amostragem é composto pela coroa, calibrador com mola retentora e pelo barrilete, descrito anteriormente, que pode ser do tipo simples (a), duplo rígido (b) ou duplo giratório (c) (FIGURA 19).

FIGURA 19 - TIPOS DE BARRILETES



FONTE: VELLOSO E LOPES (2004).

Velloso e Lopes (2004) destacam que os barriletes do tipo duplo giratório são mais adequados no caso da obtenção da melhor qualidade da amostra. Com relação aos diâmetros aplicados na sondagem rotativa, estes apresentam uma relação com o diâmetro da coroa aplicada em polegadas e/ou milímetros.

Hunt (2006) destaca como vantagens da aplicação de sondagem rotativa a rapidez e a capacidade de penetração em todos os tipos de materiais. Como desvantagens, o autor cita o difícil acesso do equipamento em áreas alagadas e a eficiência do equipamento que é

dependente do tamanho da sonda de perfuração. Além da coleta de amostras de rocha, a sondagem rotativa pode ser aplicada na obtenção do índice de qualidade da rocha (RQD), (TABELA 6). Para isso, apenas os barriletes duplos de diâmetro NX (54,7 mm) ou maior podem ser aplicados. Além disso, para o cálculo deste índice, as partes do testemunho devem apresentar comprimento maior ou igual a 10 cm.

TABELA 6 - ÍNDICE RQD DA ROCHA

RQD (%)	Qualidade da rocha
25 - 50	Má qualidade
50 - 75	Regular
75 - 90	Boa
90 - 100	Excelente

FONTE: FIORI (2015).

Com relação às sondagens à percussão, o SPT é considerado o mais popular e econômico. Este equipamento permite a medição da resistência dinâmica associada com uma sondagem de simples reconhecimento (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Além disso, o equipamento pode ultrapassar o nível da água e também passar por solos compactos ou duros.

O ensaio de SPT é normalizado por diferentes normas nacionais, sendo no Brasil normalizada pela NBR 6484/2001, e um padrão internacional da *International Reference Test Procedure*, IRTP-ISSMFE/1988b. Os equipamentos que compõem a sondagem à percussão SPT são o amostrador, hastes, martelo, tripé de sondagem, cabeça de bater e o conjunto de perfuração.

O amostrador é utilizado na coleta das amostras, sendo que estas devem ser guardadas em recipiente vedado e enviadas a um laboratório para classificação da granulometria, cor, presença de matéria orgânica e origem, procedimento o qual deve ser realizado por um geólogo ou engenheiro geotécnico. O martelo, segundo a norma brasileira, deve apresentar 65 kg e apresenta a função de aplicar o golpe sobre a composição da cabeça de bater, haste e amostrador. Para a abertura do furo de sondagem são utilizados trados manuais, além do trépano de lavagem (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

A perfuração deve ser realizada com trado até que se atinja o nível da água, determinando-se assim a sua profundidade. Abaixo do nível freático a perfuração é seguida com um sistema de circulação de água. A sondagem SPT, como já abordado anteriormente, não ultrapassa blocos de rocha e matacões. Com isso, a perfuração é interrompida no caso em que apresente grande dificuldade, podendo ser precedida por uma sondagem rotativa.

Os procedimentos de ensaio iniciam-se com o devido posicionamento do amostrador

no fundo do furo e na profundidade do ensaio. Em seguida, o martelo é colocado sobre a cabeça de bater e é medida a penetração de toda a composição apenas devido ao peso do martelo. Nas hastes são marcadas três porções de 15 cm e, então, é iniciada a cravação contando-se o número de golpes necessário para a penetração de cada uma das porções demarcadas. Com isso, o número de golpes  $N_{SPT}$  é determinado como a soma dos valores de cravação dos últimos 30 cm demarcados. Os resultados obtidos são apresentados em planilhas padrão com as características do solo, número de golpes, profundidade do nível freático e posição e a cota do furo de sondagem.

Schnaid e Odebrecht (2012) salientam a influência do equipamento na energia transferida ao amostrador durante a cravação e ainda, a influência das condições do solo na resistência à penetração. Em solos granulares os fatores que afetam a penetração são o índice de vazios, tamanho das partículas, uniformidade do solo, pressão neutra, angulosidade, cimentação, nível de tensões, entre outros. Já em solos coesivos destacam-se fatores como a plasticidade, sensibilidade e a fissuração da argila.

Com isso, é recomendada a correção do valor de  $N_{SPT}$  influenciada pela energia de cravação, principalmente quando este venha a ser utilizado na estimativa de parâmetros do solo. O número de golpes pode ser corrigido com base no padrão internacional  $N_{60}$ . Neste caso, apresenta-se uma relação linear entre a energia empregada e a de referência, segundo a Equação (15).

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (15)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) também apresentam diversas equações, propostas por Skempton (1986), Liao e Whitman (1985), Clayton (1993), entre outros, para a correção do número de golpes considerando o efeito do nível de tensões do solo *in situ*, em que  $C_N$  é o fator de correção (Equação 16).

$$N_{SPT,1} = C_N \cdot N_{SPT} \quad (16)$$

Tanto a descrição tátil-visual do solo como a determinação do  $N_{SPT}$  são utilizados na classificação dos solos. De acordo com a NBR 6484 (2001) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), os solos são classificados segundo o seu estado de compactidade e de consistência (TABELA 7). Por fim, os resultados também podem ser aplicados em projetos geotécnicos por métodos indiretos na avaliação de parâmetros geotécnicos, descritos no subitem 2.4.2.1 a seguir, ou diretos, na previsão da capacidade de carga ou recalque de um elemento de fundação.

TABELA 7 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa
	5 – 8	Pouco compacta
	9 – 18	Medianamente compacta
	19 – 40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média
	11 – 19	Rija
	> 19	Dura

FONTE: ABNT - NBR 6484 (2001).

## 2.4.2.1. Estimativa dos parâmetros de resistência dos solos

Os parâmetros geotécnicos de resistência dos solos podem ser determinados empiricamente por meio do  $N_{SPT}$  determinado no ensaio de sondagem à percussão SPT. Porém, Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que é recomendado realizar a comparação dos parâmetros obtidos de forma empírica com aqueles determinados por meio de ensaios laboratoriais ou de campo, além de avaliar a relação dos mesmos com valores obtidos para solos similares.

No caso de solos granulares foram definidas correlações entre o  $N_{SPT}$  e a densidade relativa ou ângulo de atrito interno do solo ( $\phi'$ ). Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam as equações de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) para a estimativa da densidade relativa ( $D_r$ ), Equações (17) e (18), respectivamente.

$$D_r = \left( \frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_{v0} + 16} \right)^{1/2} \quad (17)$$

$$D_r = \left( \frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27} \right)^{1/2} \quad (18)$$

Onde:

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva (kN/m<sup>2</sup>).

A partir disso, o ângulo de atrito do solo poder ser determinado por meio das equações de De Mello (1971) e Bolton (1986), Equações (19) e (20), respectivamente (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (19)$$

$$\phi' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln(p')) - 1]\} \quad (20)$$

Onde:

$p'$  = tensão média do solo (kN/m<sup>2</sup>).

Schnaid e Odebrecht (2012) destacam outras equações, como a de Teixeira (1996) (Equação 21), e de Hatanaka e Uchida (1996) (Equação 22), também utilizadas na estimativa do ângulo de atrito interno dos solos granulares.

$$\phi'_p \sim 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad (21)$$

$$\phi'_p \sim 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot (N_{SPT,1})_{60}} \quad (22)$$

No caso dos solos coesivos, Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam que para solos moles com  $N_{SPT}$  menor do que cinco as correlações entre a resistência não drenada ( $S_u$ ) e  $N_{SPT,60}$  não devem ser aplicadas. A resistência não drenada pode ser estimada segundo a Equação (23).

$$S_u = \frac{F_e - \gamma L A_b}{(N_c A_b + \alpha A_l)} \quad (23)$$

Em que:

$F_e$  = força de reação do amostrador;

$\gamma$  = peso específico natural do solo;

$L$  = profundidade do ensaio;

$\alpha$  = adesão do solo;

$N_c$  = equação de Vésic -  $3,90 + 1,33 \ln(I_r)$ ;

$A_b$  = área da base do amostrador;

$A_l$  = área lateral do amostrador.

Como a velocidade de cravação no solo do amostrador do ensaio é rápida e sabendo-se que a velocidade de cisalhamento em uma sollicitação não drenada tem influência no resultado de resistência não drenada, os valores obtidos em campo tendem a ser 1,5 a 2 vezes maiores que os de laboratório. Por isso, adota-se a Equação (24).

$$F_e = \left( \frac{E_{amostrador}}{\Delta \rho} \right) \left( \frac{1}{v} \right) \quad (24)$$

Onde:

$\Delta \rho = 30 \text{ cm}/N_{SPT}$ .

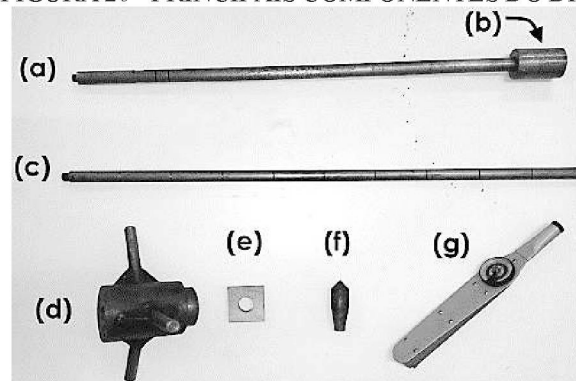
Para solos residuais, a estimativa dos parâmetros de resistência é mais complexa justamente pela grande variabilidade de solos oriundos de diferentes rochas. Portanto, não há uma metodologia específica para tal determinação (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

### 2.4.3. Penetrômetro dinâmico leve (DPL)

Entre os ensaios de campo aplicados na estimativa das propriedades geotécnicas dos solos, como SPT e CPTU, encontram-se os ensaios com penetrômetros dinâmicos de cone, pouco difundidos no Brasil, porém, frequentemente aplicados em países europeus e asiáticos por apresentarem baixo custo (BASTOS, 2016). Segundo Pereira (2010), o ensaio de penetração dinâmica leve foi recomendado por Scala em 1956, na Austrália, e é conhecido internacionalmente como *Dynamic Probing Light* (DPL). Em 1969, o penetrômetro proposto por Scala foi modificado por Van Vuuren no Zimbábue, o qual identificou uma correlação forte entre os resultados do ensaio de DPL e do ensaio de CBR (índice de suporte Califórnia) *in situ*. A partir disso, o ensaio tem sido aprimorado e aplicado em diferentes países, o que tem permitido o estabelecimento de diferentes correlações com outros ensaios. No Brasil, em 2001, foram realizados os primeiros ensaios com um penetrômetro modificado por Nilsson, no estado do Paraná.

O penetrômetro dinâmico leve consiste em um equipamento leve e simples, apresentando alta mobilidade, o que permite a realização de ensaios em áreas de difícil acesso, com relevo acidentado, florestas e áreas inundadas. Desta forma, apresenta aplicações variadas como na implantação de indústrias, loteamentos, estradas, projetos de contenções de taludes, identificação de áreas contaminadas, entre outros. O DPL é composto por (a) hastes-guia, (b) cabeça de bater, (c) hastes, (d) martelo, (e) coxins, (f) ponteira cônica e (g) torquímetro (DPL modificado de Nilsson) (FIGURA 20).

FIGURA 20 - PRINCIPAIS COMPONENTES DO DPL



FONTE: BASTOS (2016).

A ponteira cônica do DPL apresenta semelhanças geométricas com a ponteira usada no ensaio de CPT com ângulo de ápice de 60°, porém o ângulo de ápice do DPL de Nilsson é de 90° (BASTOS, 2016). Com relação ao SPT, o DPL emite 10 vezes menos energia, apenas considerando a contribuição do martelo, além disso, a ponteira do DPL tem até 12 vezes



menos contato com o solo do que o barrilete do SPT (NILSSON, 2004).

Quanto à padronização do equipamento e normatização do ensaio, não existem normas brasileiras, porém o equipamento está padronizado em mais de 20 países, existindo referências internacionais para os procedimentos de ensaio como a ISSMFE (1989), DIN 4094-3:1990, *European Standard* EN ISO 22476-2:2005 e a ASTM D4633-10. A normatização definida pelo ISSMFE classifica os penetrômetros em função da energia de penetração em 4 níveis: ligeiros ou leves (DPL), médios (DPM), pesados (DPH) e superpesados (DPSH) (AFONSO, 2016). A diferença entre os penetrômetros dinâmicos consiste basicamente na massa dos martelos utilizados, para o DPL os martelos têm massa de 5 kg ou 10 kg, no DPM os martelos são geralmente de 30 kg, no DPH geralmente de 50 kg e no DPSH de 63,5 kg. A altura de queda é, no geral, de 50 cm.

Com relação à execução do ensaio, é iniciado com um pré-furo de 40 cm por meio de um trado de 15 cm de diâmetro. Em seguida, a ponteira cônica é parafusada em uma das hastes que é colocada em uma plataforma niveladora, o conjunto é então inserido no pré-furo. São acoplados a haste-guia com a cabeça de bater sobre a primeira haste e, posteriormente, o coxim é posicionado sobre a cabeça de bater e o martelo é inserido no conjunto. Após a montagem do equipamento, são iniciados os golpes do martelo (elevado a 50 cm acima do coxim) até que a ponteira seja cravada 10 cm no solo. O número de golpes para cravar a ponteira ( $N_{10}$ ) é então registrado. No caso do penetrômetro com torquímetro, após o registro do número de golpes, o mesmo é inserido no conjunto para a determinação dos torques máximo e residual. Após a retirada das hastes e da ponteira do solo, também é possível identificar o nível da água no ponto em estudo (BASTOS, 2016).

Recomenda-se a execução do ensaio a uma profundidade máxima de 12 m. Para o critério de impenetrabilidade do DPL deve ser satisfeita uma das 3 condições seguintes,  $N_{10} = 100$ ,  $N_{10} = 80$  em 3 vezes consecutivas ou  $N_{10} = 60$  em 5 vezes consecutivas (NILSSON, 2004).

Afonso (2016) destaca que, assim como no ensaio de SPT, algumas características do equipamento influenciam nos resultados do ensaio, como o diâmetro da ponteira cônica, o comprimento das hastes, desvios das hastes em relação à vertical e as perdas de energia do sistema de penetração. Contudo, alguns autores, como George e Uddin (2000), afirmam que a variabilidade dos resultados obtidos por diferentes operadores com diferentes equipamentos em um mesmo tipo de solo é relativamente pequena (PEREIRA, 2010). Os resultados são apresentados, normalmente, por meio de gráficos com o número de golpes no eixo das abscissas e a profundidade no eixo das ordenadas. Também como resultado podem ser

calculados a resistência de ponta ou resistência dinâmica ( $q_c$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ) em função da profundidade de penetração por meio das Equações (25) e (26), respectivamente.

$$q_c = \frac{P_f}{A_c} - f_s \quad (25)$$

Em que:

$P_f$  = força resistente de ponta;

$A_c$  = área projetada da base da ponteira;

$f_s$  = tensão de atrito lateral.

$$f_s = \frac{M}{A_L \cdot l^*} \quad (26)$$

Onde:

$M$  = torque máximo medido (N.m);

$A_L$  = área lateral da ponteira em contato com o solo;

$l^*$  = braço de alavanca arbitrado em 16 mm.

A força resistente de ponta na Equação (25) é calculada segundo a fórmula dinâmica de Hiley modificada por Nilsson (2008) apresentada na Equação (27).

$$P_f = \eta_a \cdot \frac{\eta \cdot m_M \cdot g \cdot h_q}{\Delta \rho} + \frac{m_M + e^2 \cdot m_{sist}}{m_M + m_{sist}} \quad (27)$$

Onde:

$\eta_a$  = fator de correção hidráulica;

$\eta$  = fator que representa a perda de energia do martelo em sua queda;

$m_M$  = massa do martelo;

$g$  = aceleração da gravidade;

$h_q$  = altura de queda do martelo;

$e$  = coeficiente de restituição do choque do martelo com a cabeça de bater;

$m_{sist}$  = massa do sistema formado pela haste-guia, cabeça de bater, hastes e ponteira;

$\Delta \rho$  = penetração média da ponteira por golpe do martelo ao longo de 10 cm de penetração no solo (BASTOS, 2016).

Para a classificação dos solos, Bastos (2016) apresenta a aplicação do ábaco de Robertson *et al.* (1986), que relaciona a resistência de ponta ( $q_c$ ) e a razão de atrito ( $R_f$ ). Além disso, diferentes trabalhos como Nilsson (2004), Canto *et al.* (2008), Pereira (2010), Afonso (2016) têm estudado a correlação dos resultados de DPL com outros ensaios, como SPT, CPT e CBR. Nilsson (2004), assim como Canto *et al.* (2008), afirma uma compatibilidade entre os resultados do DPL com o CPT, sendo melhor do que a correlação

com o ensaio de SPT.

Como vantagens da utilização do DPL, Bastos (2016) destaca a maior penetrabilidade em solo mais resistentes que o CPT e o registro contínuo do solo, em contraposição ao SPT. Como desvantagens cita-se a aplicação em argilas moles ou orgânicas, as quais geram um acréscimo do atrito lateral com o aumento da profundidade, além disso, abaixo do nível freático há a geração de excesso de poropressão.

#### **2.4.4. Combinação dos métodos de investigação geofísica e de sondagens**

Segundo Braga (2006), na investigação geofísica de campo deve ser considerada a aplicação de perfurações por meio de sondagens mecânicas. Mesmo que as perfurações se apresentem como um método mais oneroso, quando comparadas com a geofísica, fornecem, de acordo com o autor, dados seguros e exatos do subsolo. Desta forma, a sondagem pode ser vista como um auxílio na interpretação dos resultados e do modelo geológico-geotécnico definido pela geofísica.

Robain *et al.* (1996) afirmam que, para a identificação da distribuição das camadas do solo, a combinação da geofísica com um programa de perfuração é uma alternativa que promove uma maior cobertura da área a ser investigada. Além disso, com a aplicação da geofísica, as áreas entre as sondagens podem ser melhor compreendidas, permitindo uma identificação mais precisa das transições laterais.

O meio mais adequado de utilizar a combinação entre os dois métodos, direto e indireto (FIGURA 21), é cobrir a área de pesquisa por meio de levantamentos geofísicos e posteriormente, a partir dos resultados obtidos, programar e definir os pontos de sondagem mecânicas (BRAGA, 2006). Kearey *et al.* (2002) afirmam que a aplicação de ambos os métodos leva a uma maior cobertura da área com uma minimização da necessidade de um número elevado de perfurações. Além disso, as sondagens podem também ser posicionadas de forma mais criteriosa.

FIGURA 21 - COMBINAÇÃO DOS PRINCIPAIS MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO DE SUBSUPERFÍCIE



FONTE: XAVIER (2009).

## 2.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Conforme Fiori (2015), talude é um termo genérico para uma superfície inclinada que limita um maciço tanto de terra, de rocha ou de ambos. O estudo da estabilidade considera, do ponto de vista teórico, o equilíbrio entre três campos de forças atuantes em uma massa de solo, o peso do material sobre a vertente, a força causada pelo fluxo de água e a resistência ao cisalhamento (SILVEIRA *et al.*, 2012). As forças devido ao peso do material e ao fluxo de água se somam e tendem a movimentar a massa do solo para baixo, enquanto que as forças devido à resistência atuam como um freio a essa movimentação.

Além disso, Fiori (2015) destaca que os condicionantes que interferem na estabilidade de um talude são relativos à natureza do material e dos agentes perturbadores, geológicos, antrópicos ou geotécnicos, o que torna o estudo da estabilidade bastante complexo. De acordo com Cheng e Lau (2008), existem duas formas de conduzir a análise de estabilidade de um talude, a abordagem em tensão total, condição não drenada, ou a abordagem em tensão efetiva, considerando uma condição drenada. Os autores afirmam que no caso de solos residuais, a análise deve ser feita na condição drenada e considerando o maior nível freático provocado por chuvas intensas.

A análise da estabilidade de taludes está vinculada ao entendimento da resistência ao cisalhamento dos solos, expressa pela Equação (28). A envoltória de resistência ao cisalhamento do solo define os parâmetros de resistência, intercepto coesivo ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ). Os parâmetros são características particulares de cada solo e dependem de propriedades como a textura, estrutura, teor de matéria orgânica, densidade, mineralogia e conteúdo de água. Os métodos utilizados na análise da estabilidade de taludes utilizam o conhecimento dos parâmetros de resistência dos solos que podem ser obtidos por meio de

ensaios de laboratório e de campo.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad (28)$$

A comparação da estabilidade de taludes em diferentes condições de equilíbrio é feita por meio da aplicação do fator de segurança (FS). O fator de segurança é definido como a razão entre a resultante dos esforços resistentes ao escorregamento e a resultante dos esforços solicitantes favoráveis ao movimento (Equação 29) (FIORI, 2015). Um talude é considerado instável quando o fator de segurança é  $\leq 1$ .

$$FS = \frac{\text{esforços resistentes}}{\text{esforços solicitantes}} \quad (29)$$

O fator de segurança (FS) com valor igual a um corresponde a uma condição especial de equilíbrio limite, em que o escorregamento é iminente. A maior estabilidade e, consequentemente, a menor suscetibilidade à ocorrência de processos de instabilidade estão relacionados com os maiores valores de FS (SILVEIRA *et al.*, 2012). Na maior parte das análises o fator de segurança é assumido como constante ao longo da superfície de ruptura (CHENG E LAU, 2008).

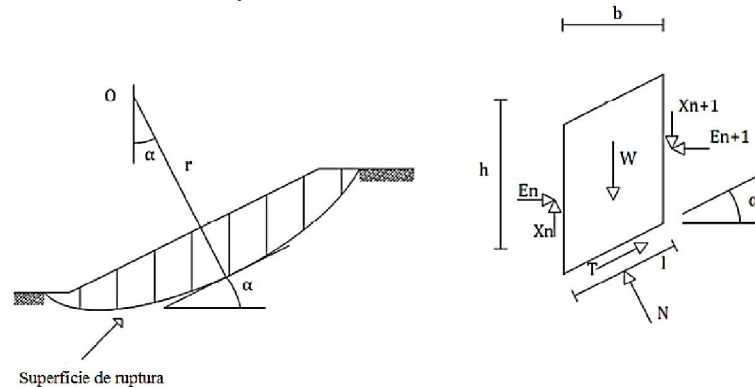
As análises de estabilidade de taludes podem ser realizadas pelo método do equilíbrio limite, método dos elementos finitos, entre outros. Freitas (2011) também destaca que abordagem das análises pode ser feita baseada nas relações tensão-deformação dos materiais, sendo esta realista, porém, complexa. No caso de taludes naturais, Freitas (2011) afirma que a análise de tensão-deformação pode não representar tão bem a realidade, pois nestes casos há uma grande variabilidade da geologia, estratigrafia, hidrogeologia, entre outros, aumentando a incerteza e complexidade das análises. O método mais utilizado em estudos de estabilidade é o do equilíbrio limite, por sua simplicidade de aplicação e maior familiaridade entre os engenheiros. A Teoria do Equilíbrio Limite é a base teórica dos métodos de equilíbrio limite (SILVA, 2011).

Os métodos de equilíbrio limite podem ser classificados em duas categorias, métodos simplificados e métodos rigorosos. Nos métodos simplificados, equilíbrio de forças ou momentos são satisfeitos, mas não ao mesmo tempo. Já nos métodos rigorosos, ambos os equilíbrios de forças e momentos são satisfeitos. Os métodos que consideram mais cuidadosamente as forças internas são geralmente melhores que os métodos simplificados.

A maior parte dos métodos de equilíbrio limite é baseada na técnica das fatias. Primeiramente desenvolvido por Fellenius em 1927, o método das fatias foi rapidamente aprimorado nos anos de 1950 a 1960, por Bishop, Janbu, Morgenstern e Price, entre outros (CHENG E LAU, 2008). Na técnica das fatias, a massa de solo acima da superfície de ruptura

é dividida em fatias, que convencionalmente são verticais. As fatias acima da superfície de ruptura, apresentam largura  $b$  e altura  $h$ . As forças atuantes em uma fatia são a força normal ( $N$ ), força tangencial ( $T$ ), forças normais de interação ( $E_n$  e  $E_{n+1}$ ), forças tangenciais de interação ( $X_n$  e  $X_{n+1}$ ) e peso próprio da fatia ( $W$ ) (FIGURA 22).

FIGURA 22 - FORÇAS APLICADAS EM UMA FATIA DE SOLO



FONTE: FREITAS (2011).

Nesta técnica, é necessário um cuidado na atribuição de um só conjunto de parâmetros de resistência na base de cada fatia. É importante destacar, também, que quanto menor for a largura das fatias menor será o erro inserido nos resultados.

Existem mais de 10 métodos desenvolvidos para as análises de estabilidade. Nestas análises, a superfície de ruptura não é necessariamente circular, dependendo o seu formato da resistência ao corte distribuída em profundidade. Neste caso, o problema é indeterminado, o que leva a atribuição de algumas hipóteses para definir o fator de segurança do talude. São essas hipóteses que diferenciam cada um dos vários métodos de análise. As simplificações adotadas com relação às forças de interação  $X$  e  $E$ , são o que diferenciam os diferentes métodos de análise existentes (FREITAS, 2011).

Silva (2011) apresenta como as principais diferenças entre os métodos de equilíbrio limite as equações da estática que são satisfeitas, as forças entre as fatias consideradas no cálculo e a distribuição das forças de interação. As principais diferenças de alguns métodos de análise de estabilidade são apresentadas na TABELA 8. O método de Morgenstern e Price é o mais utilizado nas análises de estabilidade de taludes.

TABELA 8 - CONDIÇÕES DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Método	Equilíbrio de momentos	Equilíbrio de forças horizontais	Força de interação normal (E)	Forças de interação tangenciais (X)	Inclinação da resultante X/E
Fellenius	Sim	Não	Não	Não	Não existe
Bishop Simplificado	Sim	Não	Sim	Não	Horizontal
Janbu	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstern e Price	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

FONTE: FREITAS (2011).

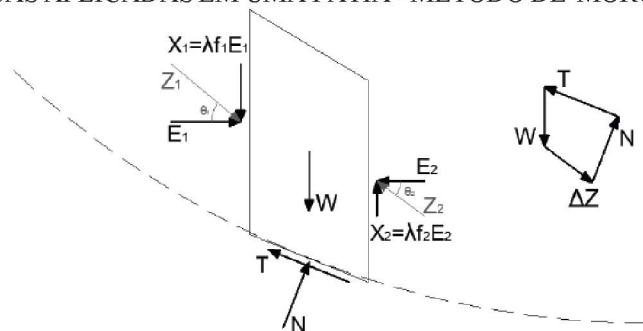
- Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price foi apresentado em 1965, neste método são satisfeitas todas as condições de equilíbrio e de fronteira (método rigoroso), sendo que a sua superfície crítica pode apresentar qualquer forma. Em suas análises é aplicada a técnica das fatias por cálculos computacionais complexos e de processo iterativo.

O equilíbrio de momentos e de forças é definido por equações diferenciais que apresentam três incógnitas, E e X, forças de interação, e  $y'$ , linha de pressão (FREITAS, 2011). A característica mais marcante do método é a escolha da relação entre as forças E e X. Considerando que se E e X estão relacionados por uma constante, as forças entre fatias serão inclinadas em um ângulo uniforme com a horizontal (BROMHEAD, 2005).

As forças de interação são controladas por uma função  $f(x)$  multiplicada por um fator  $\lambda$ , determinado previamente. A função determina a inclinação das forças entre fatias (SILVA, 2011). As forças aplicadas em uma fatia de solo, segundo o método de Morgenstern e Price são apresentadas na FIGURA 23.

FIGURA 23 - FORÇAS APLICADAS EM UMA FATIA - MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE



FONTE: SILVA (2011).

Atualmente, a maior parte das análises de estabilidade é feita por meio da aplicação de *softwares*, os quais permitem realizar análises com estratigrafia complexa, pressão de água nos poros, cargas concentradas, reforços estruturais, entre outros. Praticamente todos os *softwares* de estabilidade de talude apresentam uma busca automática da superfície crítica



circular, mas apenas alguns destes também oferecem uma busca automática de uma superfície crítica não circular.

### **2.5.1. Análises determinísticas**

As análises de estabilidade baseadas nos métodos de equilíbrio limite descritos no item 2.5, geralmente são realizadas de forma determinística. Nas análises determinísticas o cálculo do fator de segurança (FS) é feito em termos determinísticos, ou seja, os valores dos parâmetros adotados são únicos, considerando o melhor valor obtido por meio de investigação de campo ou laboratório. Assim, o fator de segurança calculado dependerá dos parâmetros de entrada adotados, do modo de ruptura suposto e da confiabilidade e da acurácia dos métodos de análise adotados.

Segundo Costa (2005) nas últimas décadas os modelos determinísticos tiveram ampla aceitação, tornando-se prática do engenheiro geotécnico. Neste caso, um fator de segurança admissível é determinado e se o mesmo for maior ou igual ao admissível, o talude é considerado como seguro, do contrário, devem ser realizadas modificações nos projetos para que se atinja um maior fator de segurança.

Porém, sabe-se que as propriedades dos materiais em estudos geológicos e geotécnicos tendem a ser variáveis, o que sugere a existência de um erro estimado nos valores adotados de cada parâmetro. De acordo com Hoyos (2014), dois tipos principais de incertezas devem ser cuidadosamente considerados na engenharia geotécnica, a incerteza devido à variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos e, a incerteza relacionada ao sistema, ou seja, limitações na investigação local, nos testes e imperfeições do modelo aplicado.

Tendo isso em vista, as análises de estabilidade de taludes podem ser realizadas por meio do método determinístico, mas também por meio da aplicação do método probabilístico (subitem 2.5.2). Os conceitos que conduzem os dois tipos de métodos se diferem em alguns aspectos importantes. No primeiro caso, os dados são estimados buscando-se a melhor estimativa simples para cada um dos parâmetros de entrada, levando a obtenção de um resultado único. Neste caso, considera-se que o erro estimado (diferença entre valor real dos parâmetros de entrada e a estimativa) seja igual a zero.

Já o método probabilístico considera as incertezas dos parâmetros adotados, que são tratados como variáveis aleatórias. Com isso, é obtido um intervalo de valores possíveis e suas respectivas probabilidades. A análise probabilística da estabilidade de taludes é, geralmente, executada com a aplicação dos métodos de equilíbrio limite, ou seja, são baseados nos mesmos princípios dos métodos determinísticos com relação ao modo de

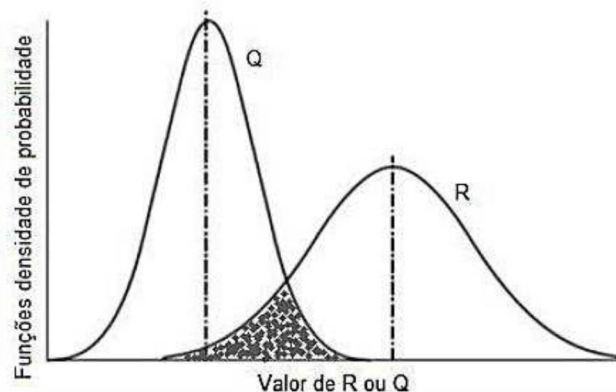
ruptura e ao equilíbrio limite (COSTA, 2005).

### 2.5.2. Análises probabilísticas

Os métodos probabilísticos aplicados nas análises de estabilidade de taludes foram desenvolvidos com o intuito de quantificar as incertezas geotécnicas e estudar os seus efeitos na confiabilidade de um talude. Por meio da aplicação da teoria da probabilidade utiliza-se um procedimento sistemático de tratamento das incertezas de forma quantitativa. Em análises probabilísticas de taludes tem-se que a probabilidade de ruptura ( $Pr$ ) é a probabilidade de o fator de segurança ser menor do que 1. Cada um dos parâmetros considerados como variável aleatória ( $x$ ) é caracterizado por uma função de probabilidade ( $f_{dp}$ ), com média e desvio padrão (COSTA, 2005).

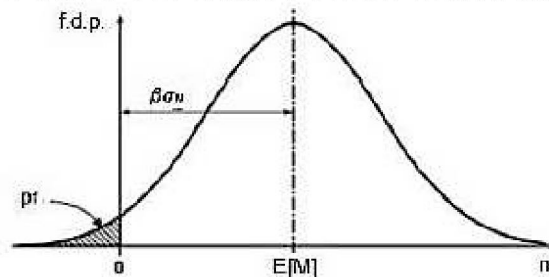
Sendo  $R$  as forças resistentes e  $Q$  as forças solicitantes, a probabilidade de ruptura será menor do que 1 quando  $R < Q$ .  $R$  e  $Q$  são funções de muitas variáveis aleatórias e, considerando-se que não exista uma variável dominante, que as variáveis não apresentam forte dependência e ainda tenham quaisquer distribuições de probabilidade, muitos autores tomam que  $R$  e  $Q$  são normalmente distribuídas. Desta forma, a probabilidade de ruptura corresponde à área sob as curvas das funções de densidade de probabilidade (FIGURA 24).

FIGURA 24 - FUNÇÕES DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA RESISTÊNCIA E SOLICITAÇÃO E PROBABILIDADE DE RUPTURA



FONTE: MAFIOLETI (2016).

A função do estado limite, pode ser expressa pela margem de segurança  $M$ , que é função de variáveis aleatórias, e, portanto, também é uma variável aleatória, onde  $M = R - Q$ . Neste caso, a probabilidade de ruptura corresponde à medida da área em destaque (FIGURA 25) (MAFIOLETI, 2016).

FIGURA 25 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA MARGEM DE SEGURANÇA  $M$ 

FONTE: BAECHER E CHRISTIAN (2003) apud MAFIOLETI (2016).

Segundo Costa (2005), os métodos probabilísticos são divididos em métodos diretos ou indiretos. Os diretos, apresentam a distribuição do fator de segurança em termos das distribuições das variáveis aleatórias. Já nos indiretos, os momentos estatísticos (média e variância) da distribuição do fator de segurança são estimados, em função dos momentos estatísticos das variáveis aleatórias. Entre os métodos probabilísticos aplicados na estabilidade de taludes destaca-se o Método de Monte Carlo (direto), Método das Estimativas Pontuais - Rosenblueth (indireto), Método do Segundo Momento de Primeira Ordem – FOSM (indireto) e o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM). A seguir são descritos trabalhos desenvolvidos na literatura baseados em diferentes métodos de análise probabilística para variadas aplicações.

El-Ramly *et al.* (2003) aplicaram o método probabilístico desenvolvido por El-Ramley *et al.* (2002), para avaliar a estabilidade de uma seção de um dique localizado em Fort McMurray, Canadá. As incertezas consideradas pelos autores tinham relação com as propriedades do solo e poropressões. O método aplicado baseou-se na simulação de Monte Carlo e para as análises de equilíbrio limite foi utilizado o método de Bishop. Como resultado, obteve-se uma probabilidade de ruptura de  $1,6 \times 10^{-3}$ . Além disso, a análise probabilística forneceu quantitativamente informações sobre a contribuição de cada um dos parâmetros de incerteza no valor do fator de segurança.

Park *et al.* (2005) estudaram um talude rochoso no oeste da Carolina do Norte (EUA). Para as análises da probabilidade de ruptura, os autores aplicaram a simulação de Monte Carlo. Park *et al.* (2005) consideraram as propriedades das juntas, comprimento, espaçamento e orientação, presentes na rocha, como parâmetros de ordem probabilística. Além disso, a pressão de água presente entre as descontinuidades foi considerada como variável randômica, já que o nível freático apresentou variações. Os autores compararam análises determinísticas e probabilísticas, e como resultado, as análises probabilísticas apresentaram valores significativamente diferentes das determinísticas. Sendo que em alguns casos a análise determinística não indicou uma ruptura do talude, quando a probabilística indicou.

Wang *et al.* (2013) aplicaram dois métodos probabilísticos para realizar uma retroanálise de um deslizamento de rocha na Rodovia n. 3 em Taiwan. Entre os métodos utilizados está a simulação de Monte Carlo e o método da Máxima Verossimilhança. Como parâmetros incertos, foram definidos o ângulo de atrito do solo e a força da ancoragem. O valor médio do ângulo de atrito interno do solo foi estimado por meio de resultados de análises de laboratório e o coeficiente de variação (COV) por meio de dados reportados na literatura. O método probabilístico evidenciou uma estimativa mais real da probabilidade de ruptura do talude, o que permite a adoção de um método de remediação mais correto. As análises mostraram que apesar da diminuição dos parâmetros de resistência, a deterioração da ancoragem teve maior influência na ruptura do talude.

Dou *et al.* (2014) realizaram análises por meio da simulação de Monte Carlo para avaliar como a variabilidade da condutividade hidráulica saturada afeta a estabilidade de solos não saturados em taludes durante a infiltração da chuva. A condutividade hidráulica saturada foi representada por uma distribuição normal, caracterizada pelo valor da média, coeficiente de variação e desvio padrão. Valores aleatórios para a condutividade hidráulica foram gerados por meio do *software* MATLAB.

Mafioleti (2016) propôs a aplicação de um método baseado no algoritmo FORM (*First Order Reliability Method*), ou Método de Confiabilidade de Primeira Ordem, na determinação do índice de confiabilidade estrutural, probabilidade de ruptura e valores prováveis das variáveis aleatórias para a ocorrência de ruptura, em análises de estabilidade de barragens de terra. O método foi introduzido por meio de planilhas programadas no *software* Excel, tendo como função que descreve o desempenho da estrutura o fator de segurança e como variáveis aleatórias a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno efetivo.

Neste trabalho, o método de amostragem probabilística escolhido foi o Método Alternativo das Estimativas Pontuais (APEM). O método APEM foi apresentado por Gitirana Jr. (2005), e é uma combinação do método das estimativas pontuais de Rosenblueth e da aproximação da série de Taylor, em que a variável dependente deve ser expandida utilizando a série de Taylor sobre os valores médios das variáveis aleatórias (dados de entrada).

Os dados de entrada são a média, desvio padrão e assimetria das variáveis aleatórias, além da matriz de correlação entre as mesmas. Para a obtenção da distribuição do fator de segurança são necessárias  $(n^2 + 3n + 2) / 2$  simulações, sendo  $n$  o número de variáveis de entrada. As equações para o cálculo dos primeiros momentos estatísticos do fator de segurança e, desta forma, da probabilidade de ruptura são apresentadas por Silva Júnior (2015) e no manual da Soil Vision Systems Ltd.

A combinação do método das estimativas pontuais de Rosenblueth e da aproximação da série de Taylor faz com que este método seja significativamente mais eficiente quando comparado com outros métodos das estimativas pontuais. Além disso, de forma comparativa, o número de avaliações de  $F_s(x)$  pode ser consideravelmente menor do que o número necessário para a simulação de Monte Carlo (SOILVISION SYSTEMS LTD., 2019).

### 3. ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo compreende a descrição da área de estudo baseada na sua localização, informações geológicas, apresentação dos dados da instrumentação existente no local e compilação de dados preexistentes.

#### 3.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada na BR-376, Serra do Mar paranaense, no município de Guaratuba (FIGURA 26). A encosta apresenta altimetria de 600 a 1000 m, com declividade de 30° a 45°, e segundo o Embrapa (1979) é classificada com um relevo fortemente ondulado. No ano de 2011, a área de estudo apresentou um processo de ruptura com extensão de 130 m, com comprimento transversal de 80 m e espessura da ruptura estimada em torno de 4 m (FIGURA 27). Na porção afetada por este evento, o talude estava subdividido em bancadas de 5 m a 8 m de altura, com 4 m de largura. A declividade era de aproximadamente 1:1 (V:H) e a altura total de 55 m.

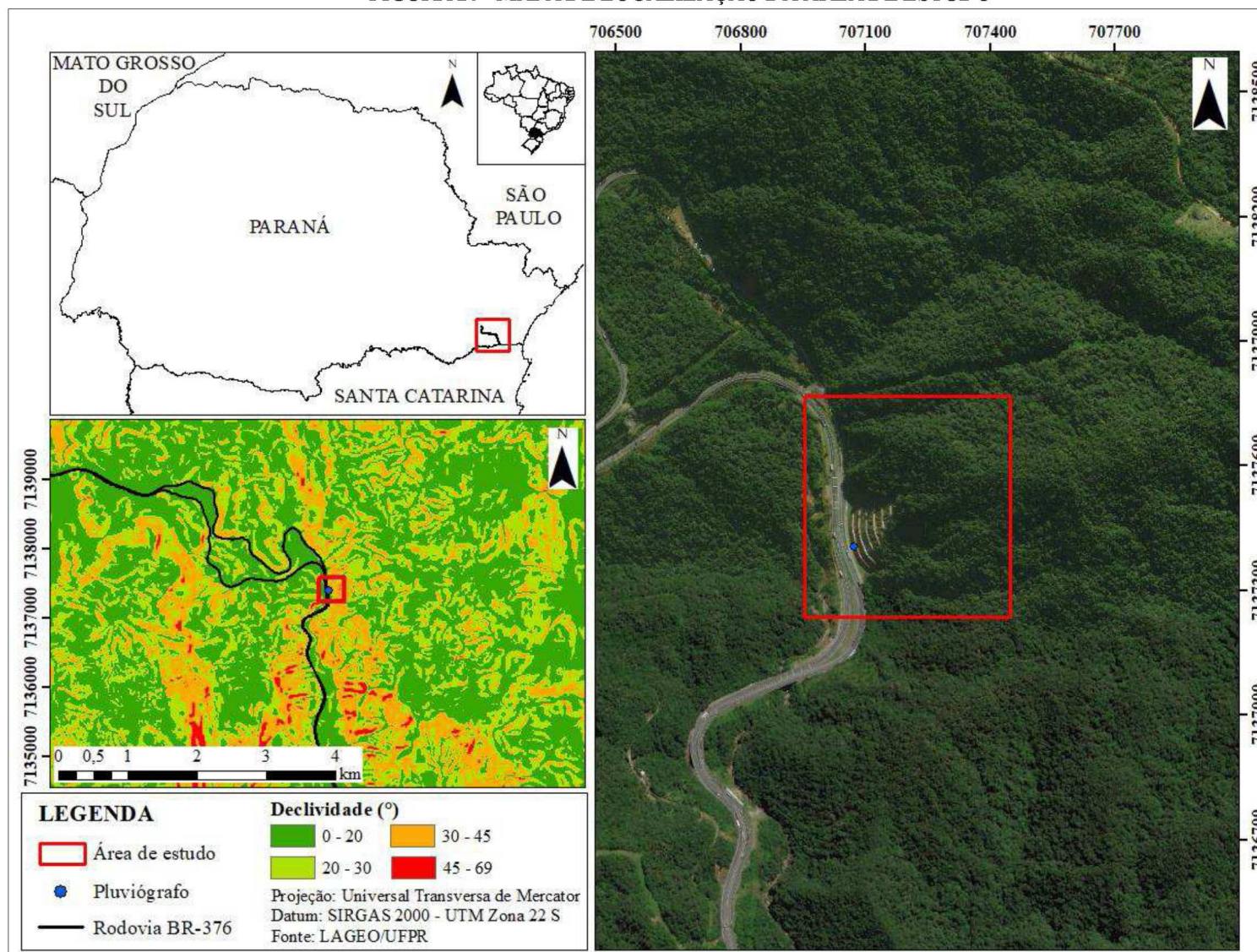
Segundo estudos realizados naquela ocasião, o processo de deslizamento de 2011 foi associado a um evento de pluviosidade intensa ocorrido na região (389 mm em 72h) e se deu em um único momento. A ruptura atingiu bancada por bancada e foi constatado que a mesma apresentou um mecanismo complexo, com superfícies circulares em solo compostas com superfícies planares de estruturas reliquias. Ainda segundo estudos realizados naquele ano, nas rupturas de maior magnitude, as superfícies circulares destacaram-se.

Devido à ocorrência do deslizamento de 2011 foi adotada uma solução de retaludamento com Tratamento de Bioengenharia (TBE). Foram executados taludes de até 10 m de altura, intercalados por bancadas com 3,5 m de largura. As inclinações adotadas variam de 1:1,25 (V:H) nos dois taludes inferiores a até 1:1,5 (V:H) nos taludes superiores (MEZZOMO *et al.*, 2012). A FIGURA 27 mostra a condição do talude após execução do retaludamento, similar à condição que o talude se encontra atualmente.

Em campanhas de campo realizadas no dia 8 de dezembro de 2017 foram identificadas na parte esquerda da porção retaludada, a presença de rocha aflorante com fraturas inclinadas em direção à rodovia (favorável a instabilidade). Além disso, no mesmo local, foi notada a presença de árvores inclinadas também direcionadas à rodovia (FIGURA 28).



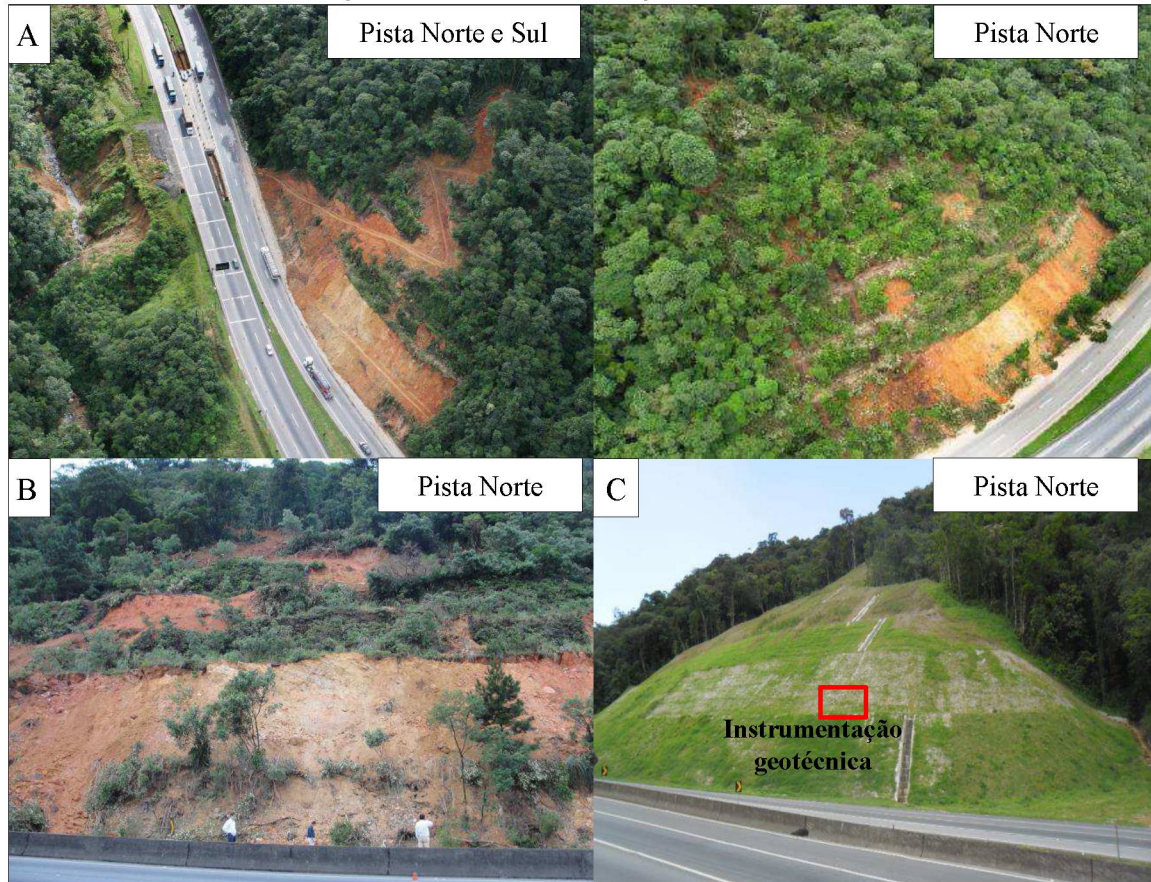
FIGURA 26 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A AUTORA (2019).

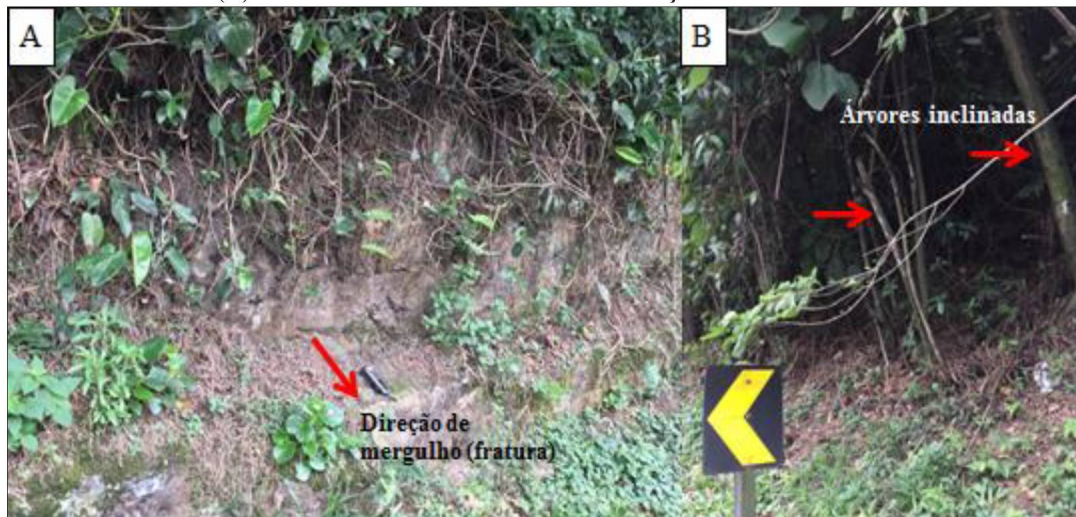


FIGURA 27 - ÁREA DE ESTUDO: (A) VISÃO GERAL DOS ESCORREGAMENTOS NAS PISTAS NORTE E SUL (2011), (B) VISTA DA RODOVIA (2011), (C) RETALUDAMENTO (2012) E LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO INSTALADA EM 2014



FONTE: MEZZOMO *et al.* (2012), ALS (2012).

FIGURA 28 - (A) ROCHA AFLORANTE COM FRATURAS INCLINADAS EM DIREÇÃO À RODOVIA, (B) ÁRVORES INCLINADAS EM DIREÇÃO À RODOVIA



FONTE: A AUTORA (2019).

### 3.2. GEOLOGIA

A geologia regional da área de estudo, com base no mapa desenvolvido pela MINEROPAR (2005), é composta por unidades litoestratigráficas do Arqueano/Proterozóico Inferior ao Quaternário. O local compreende unidades do Complexo Gnáissico-Migmatítico, compostas por migmatitos oftálmicos, com paleossoma de biotita gnaiss, biotita-hornblenda gnaiss e hornblenda gnaiss, localmente com quartzitos (FIGURA 29). Segundo a nomenclatura da CPRM (2004), Folha SG.22, a área de estudo encontra-se no Complexo Granulítico Santa Catarina, do Neo-Arqueano, composta por biotita-anfibólio ortognaiss e migmatitos granodioríticos, tonalíticos, quartzo-dioríticos e dioríticos.

De acordo com Basei *et al.* (2009), na porção do Complexo Granulítico Santa Catarina, são descritos com frequência ortognaisses com alternância de bandas milimétricas a centimétricas de quartzo e feldspato e minerais máficos, como anfibólio, piroxênio e biotita. A porção sul do Complexo é caracterizada pela presença de gnaisses e migmatitos biotita-anfibólio gnaisses e migmatitos com mesossoma biotítico e leucossoma granítico rosa, além de granitos biotita porfíricos e leucogranitos rosados milonitizados. Com relação ao metamorfismo, o autor descreve a fácies granulito devido à presença de hiperstênio nas rochas máficas e biotita marrom/plagioclásio sódico anti-perfítico e texturas poligonalizadas nas rochas félsicas. Este metamorfismo foi seguido de um evento metamórfico retrógrado da fácies anfibolito e depois pelo desenvolvimento de assembleias minerais da fácies xisto verde ao longo das zonas de cisalhamento.

O principal padrão estrutural destas rochas é representado por uma foliação NE-SW, marcada pelo achatamento e estiramento dos minerais, e foliação milonítica Sn com concentração máxima em N66E/64NW (MINEROPAR, 2005). Segundo González (2017), dados geocronológicos indicam que a foliação desenvolveu-se durante o Neoproterozóico, em regime dúctil e nas condições de pressão e temperatura da fácies xisto verde, zona da biotita, até o limite inferior da fácies anfibolito.

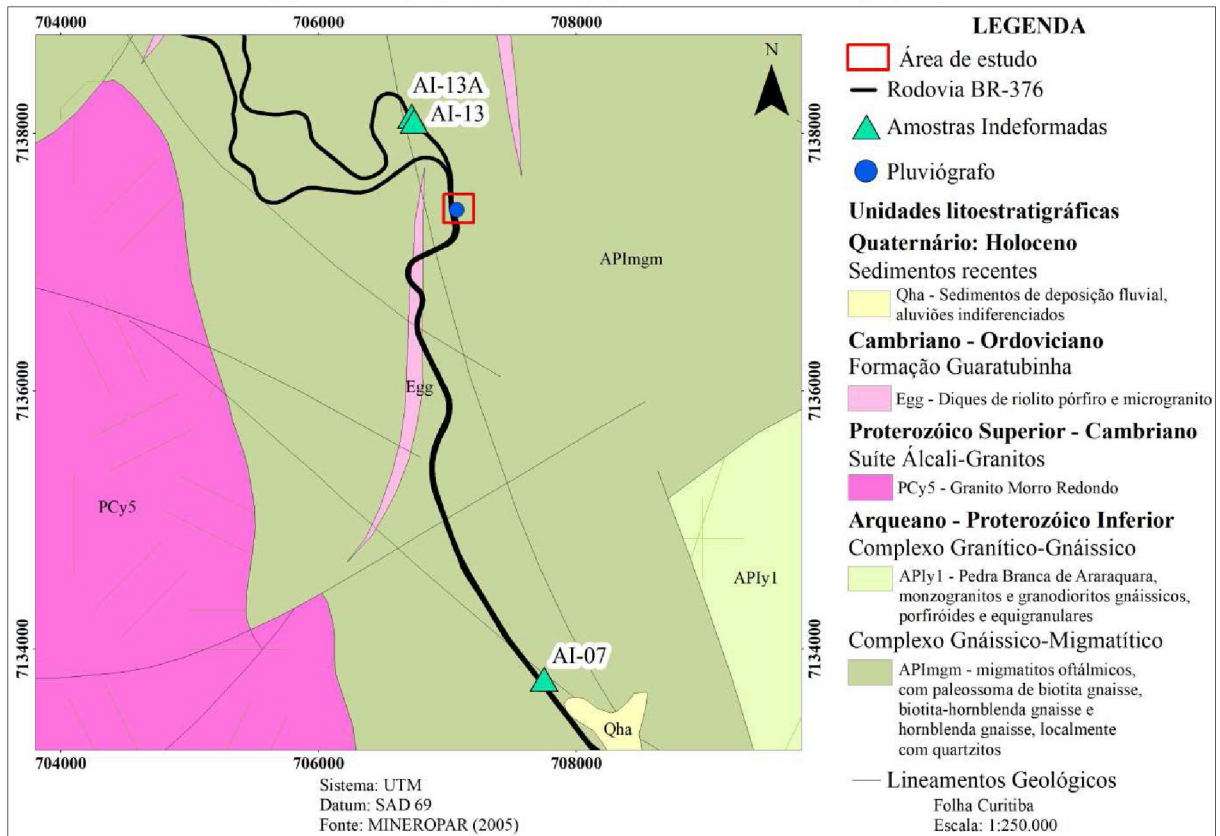
Ao leste da área de estudo estão presentes rochas do Complexo Granítico-Gnáissico, da Serra da Pedra Branca de Araraquara e à oeste se encontra o Granito Morro Redondo, pertencente à Suíte Álcali-Granitos e com extensão em uma área de aproximadamente 250 km<sup>2</sup>. O contato entre as rochas da Suíte Álcali-Granitos e as rochas do Complexo Gnáissico-Migmatítico se estabelece predominantemente por meio de zonas de falha.

Também estão localizados na região diques de riolito pórfiro e microgranito da Formação Guaratubinha. Os sedimentos recentes do Quaternário são de deposição fluvial, em



canais, barras e planícies de inundação. Também se encontram depósitos de aluviões indiferenciados (MINEROPAR, 2005).

FIGURA 29 – GEOLOGIA REGIONAL DA ÁREA DE ESTUDO



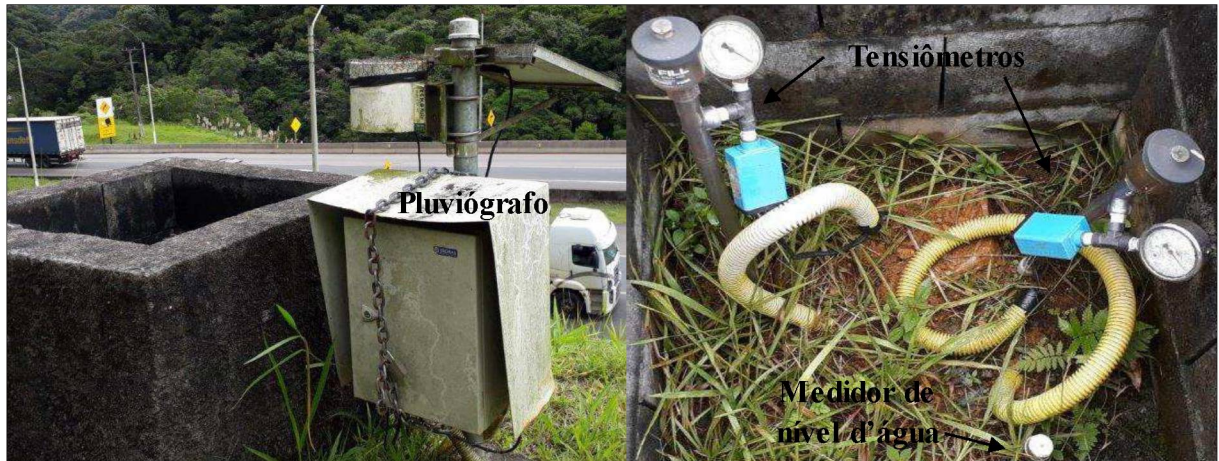
FONTE: A AUTORA (2019).

### 3.3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

No local em estudo estão instalados instrumentos constituídos de um pluviógrafo, dois tensiômetros e um medidor de nível d'água na primeira bancada da porção com retaludamento (FIGURA 30). O pluviógrafo apresenta dados desde a data de instalação em 12 de março de 2014, já os tensiômetros apresentam dados a partir do dia 3 de fevereiro de 2015. O medidor, com 3,96 m de profundidade, não apresenta registros de nível d'água pois o mesmo não atinge o nível do lençol freático. Os instrumentos foram instalados como parte do projeto de pesquisa intitulado “Riscos Geológico-Geotécnicos em Taludes Rodoviários: Desenvolvimento de uma Metodologia de Mapeamento e Gerenciamento Digital de Informações para a BR-376, trecho da Serra do Mar (PR-SC)” (ALS, 2015).

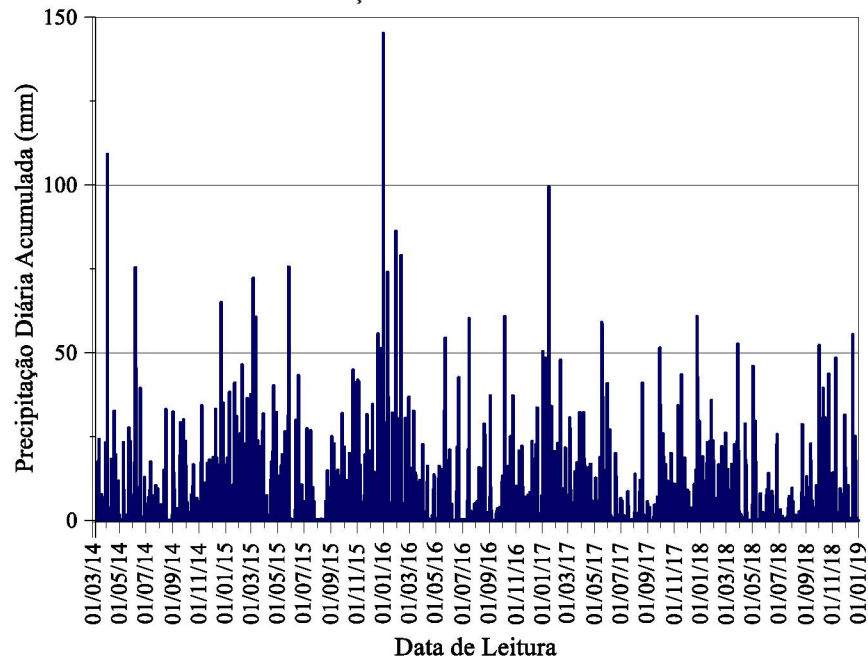
Em toda série histórica dos dados de chuva, a área de estudo apresentou registros de acumulados diários máximos de 100 mm a aproximadamente 150 mm, principalmente entre os meses de dezembro e março (FIGURA 31).

FIGURA 30 - INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA NA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A AUTORA (2019).

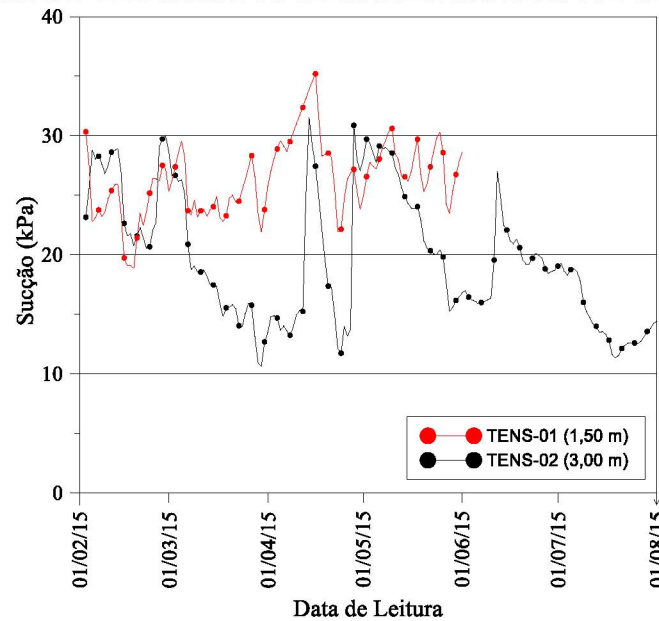
FIGURA 31 - DADOS DE PRECIPITAÇÃO ACUMULADA DIÁRIA DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A AUTORA (2019).

Os tensiômetros localizados na área de estudo, denominados de TENS-01 e TENS-02, estão instalados em 1,5 m e 3,0 m de profundidade, respectivamente. Os dados destes instrumentos foram analisados com base no período de fevereiro a agosto de 2015, quando os mesmos estavam funcionando normalmente. No geral, o TENS-01 registrou as maiores sucções, com valores entre 20 kPa e 35 kPa, já o TENS-02 apresentou sucção variando de 10 kPa a 30 kPa (FIGURA 32).

FIGURA 32 - LEITURAS DOS TENSÍÔMETROS TENS-01 E TENS-02



FONTE: A AUTORA (2019).

Os dados das instrumentações serviram de base para a elaboração do modelo aplicado nas análises de estabilidade da encosta, buscando-se, desta forma, analisar as condições mais reais possíveis às quais a área de estudo está sujeita.

### 3.4. DADOS PREEXISTENTES DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

Trabalhos prévios na região da área em estudo englobaram a execução de ensaios laboratoriais e de campo, para a caracterização dos solos e obtenção dos seus parâmetros hidráulicos e de resistência. Victorino (2015) realizou a coleta de amostras indeformadas (FIGURA 29) e ensaios próximos da área de estudo. Os principais dados da caracterização, ensaios de resistência e ensaios de retenção de água obtidos para os diferentes tipos de solos encontrados na área pela autora são apresentados a seguir (TABELAS 9 a 11). Os ensaios de resistência foram executados em cisalhamento direto, convencional (pico) e residual (método da interface lisa), na condição saturada. A curva característica foi determinada por meio do método do papel filtro.

TABELA 9 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Amostra	Solo	Classificação (ABNT 6502/95)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
AI-07	RGM	Silte arenoso	19,00
AI-13A	RGM	Silte arenoso	16,50
AI-13	Colúvio	Silte argiloso	16,16

NOTA: RGM – Residual de Gnaiss-Migmatito.

FONTE: VICTORINO (2015).

TABELA 10 - PARÂMETROS DA CURVA DE RETENÇÃO (FREDLUND E XING, 1994)

Amostra	Umidade volumétrica natural (%)	Sucção natural (kPa)	Umidade volumétrica saturada (%)	$\alpha$ (kPa)	$n'$	$m$
AI-07	32	30,77	41	356,25	0,59	3,52
AI-13A	34	30,22	51	1097,80	0,43	6,45
AI-13	50	21,41	59	18817,00	0,46	6,89

NOTA:  $\alpha$ ,  $n'$ ,  $m$  – Parâmetros de ajuste.

FONTE: VICTORINO (2015).

TABELA 11 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

Amostra	Convencional		Residual		Nível de tensões (kPa)
	$\phi$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$c'$ (kPa)	
AI-13A	37,00	02,90	-	-	30, 60, 90
AI-13	34,11	10,42	24,37	00,00	30, 60, 120

FONTE: VICTORINO (2015).

Outros trabalhos, como Vogt (2012), Millan Coy (2015) e González (2017), também determinaram os parâmetros de resistência de solos residuais e coluvionares, localizados ao longo da Serra do Mar paranaense, por meio de ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. Além disso, González (2017) realizou ensaios de interface lisa para determinar os parâmetros de resistência residuais. Os parâmetros médios obtidos pelos autores são apresentados, juntamente com os níveis de tensões aplicadas (TABELA 12).

TABELA 12 – PARÂMETROS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS AO LONGO DA SERRA DO MAR PARANAENSE

Fonte	Solo	Ensaio	Parâmetros médios de resistência		Nível de tensões (kPa)
			$\phi$ (°)	$c'$ (kPa)	
Vogt (2012)	Colúvio	CDC	25,40	03,90	13.3, 25.9, 37.1, 59.4, 104.6
Millan Coy (2015)	RGM	CDC	34,30	08,90	30, 60, 90
	Colúvio	CDC	23,10	08,90	
González (2017)	RGM	CDC	33,10	03,20	30, 60, 90
		CDR	25,60	00,00	
	Colúvio	CDC	31,90	11,60	
		CDR	23,20	03,90	

NOTA: CDC – Cisalhamento direto convencional; CDR – Cisalhamento direto residual.

De acordo com os dados dos parâmetros de resistência obtidos pelos trabalhos descritos acima, nas condições de pico, o solo residual de migmatito apresentou parâmetros de ângulo de atrito entre 33,10° e 37,00° e para o intercepto coesivo entre 2,90 kPa e 8,90 kPa. O solo coluvionar apresentou uma variação do ângulo de atrito de 23,10° a 34,11° e de 3,90 kPa a 11,60 kPa para o intercepto coesivo. Considerando os valores médios encontrados para cada solo, o ângulo de atrito e o intercepto coesivo do solo residual de migmatito é de 34,80° e

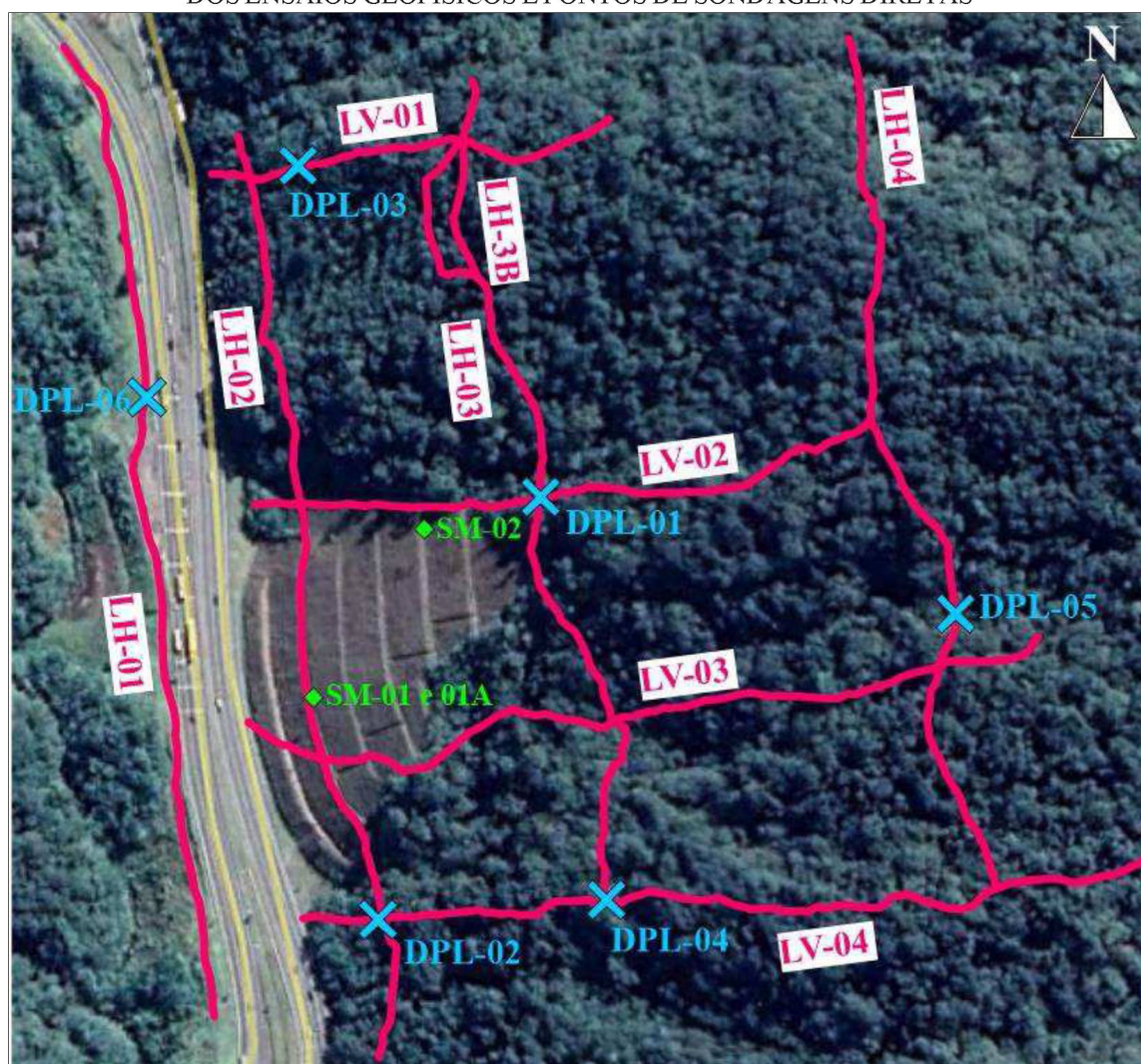
5,00 kPa e do solo coluvionar de  $28,60^\circ$  e 8,70 kPa. Os dados apresentados acima foram usados como base para o modelo aplicado nas análises de estabilidade da área de estudo.



#### 4. MATERIAIS E MÉTODOS

A caracterização da área de estudo foi baseada em ensaios de investigação geológico-geotécnica em campo, com a aplicação dos métodos geofísicos de eletrorresistividade e sísmica de refração, sondagens mistas e sondagens por meio de penetrômetro dinâmico leve (DPL). A área de estudo apresenta um total de aproximadamente 240.750 m<sup>2</sup>. A seguir, o plano de investigação executado em campo é descrito (FIGURA 33). Em complemento, são detalhadas as análises desenvolvidas de estabilidade da encosta e, ainda, análises cinemáticas aplicadas aos afloramentos rochosos na rodovia. Nota-se que os perfis geofísicos executados apresentam geometria sinuosa, isto porque em campo, devido à presença de árvores e à inacessibilidade de alguns pontos, desvios foram necessários, principalmente com relação à linha LH-03.

FIGURA 33 - VISÃO GERAL DO PLANO DE INVESTIGAÇÃO EXECUTADO INCLUINDO AS LINHAS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS E PONTOS DE SONDAJENS DIRETAS



FONTE: A AUTORA (2019).

#### 4.1. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

Este item contempla as particularidades adotadas na execução dos ensaios de investigação de campo, além dos métodos considerados para a interpretação dos dados obtidos por meio dos ensaios geofísicos e de sondagens diretas.

##### 4.1.1. Ensaios geofísicos

Os ensaios geofísicos considerados na presente pesquisa foram subdivididos em ensaios de eletrorresistividade e sísmica de refração, ambos descritos no subitem 2.4.1. Como já descrito no subitem 2.4.1.3, ambos os métodos têm sido amplamente aplicados no estudo da estabilidade de encostas e taludes, mostrando-se muito úteis na melhor caracterização da subsuperfície, principalmente quando aplicados em conjunto. Os ensaios geofísicos foram executados pela empresa Fugro, sendo que os ensaios sísmicos foram feitos pela empresa Consultoria Geofísica EEG Ltda.

Previamente à execução dos ensaios de investigação geofísica, foi necessária a locação de piquetes ao longo das linhas que contemplam o plano geofísico elaborado. Os piquetes de madeira foram cravados no solo, com o intuito de delimitar as linhas de investigação e permitir seu levantamento topográfico (FIGURA 34). Em conjunto, foi realizada a abertura de picadas, com corte de vegetação rasteira, para viabilizar a passagem dos cabos e equipamentos. Essas atividades foram acompanhadas integralmente por um engenheiro florestal de forma que, ao ser identificada a presença de vegetação nativa, as linhas de investigação fossem desviadas sem causar interferência ambiental na área de estudo, parte da Área de Proteção Ambiental (APA) de Guaratuba.

Devido às condições do local (topografia íngreme) e ao plano de investigação (linhas com extensão de aproximadamente 500 m), as atividades de abertura de picadas, locação de piquetes e execução dos ensaios foram realizadas em paralelo, de forma a seguir o cronograma previsto sem grandes alterações.



FIGURA 34 - USO DE PIQUETES DE MADEIRA PARA DELIMITAÇÃO DAS LINHAS DE INVESTIGAÇÃO GEOFÍSICA



FONTE: A AUTORA (2019).

- Eletrorresistividade

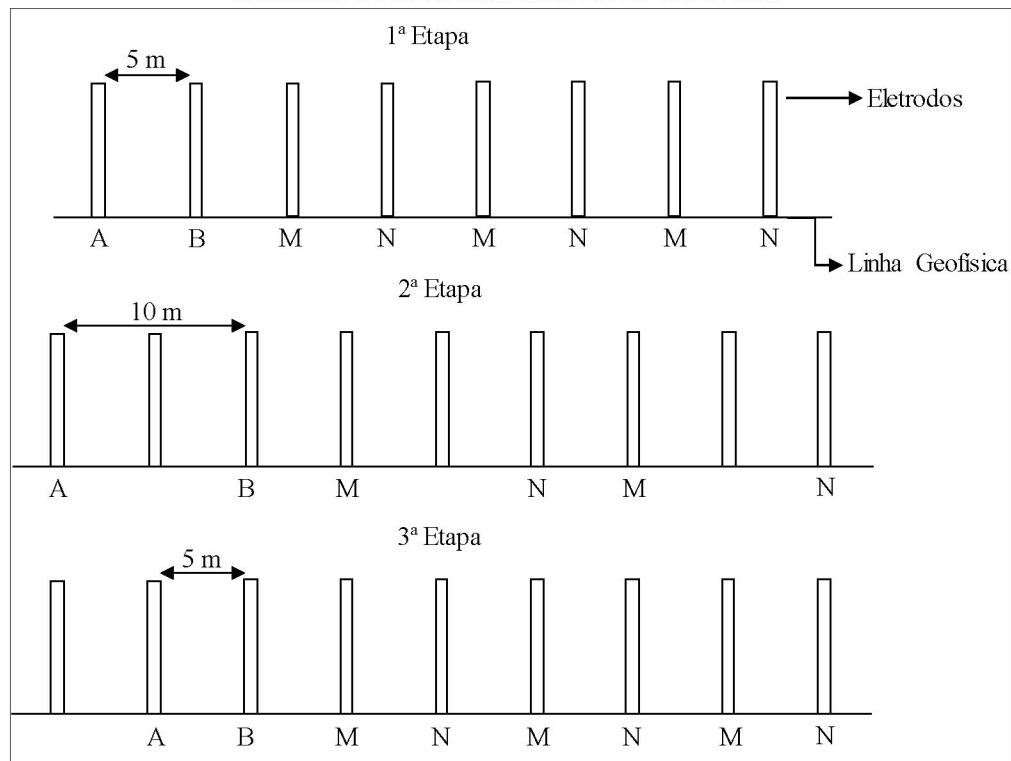
Com relação à campanha geofísica de eletrorresistividade, o plano de investigação desenvolvido neste trabalho abrangeu a aplicação da técnica do caminhamento elétrico com execução em um total de 3390 metros lineares. O arranjo escolhido foi do tipo dipolo-dipolo com distância geométrica entre eletrodos de 5 m.

Diferente dos ensaios geofísicos de eletrorresistividade convencionais, em que os pares de eletrodos de corrente e de potencial eram cravados em pontos específicos e depois eram deslocados manualmente conforme seu espaçamento ao longo de toda a linha, no equipamento utilizado neste trabalho todos os eletrodos foram cravados no solo ao longo da linha de investigação de uma só vez. O próprio equipamento fez os deslocamentos dos eletrodos de corrente (A e B) e os eletrodos de potencial (M e N), configurando digitalmente diferentes espaçamentos entre eletrodos durante a execução do ensaio. Ou seja, no início do ensaio o par de eletrodos localizados em uma das extremidades da linha eram pontos de emissão de corrente (A e B) e os 3 pares de eletrodos seguintes eram responsáveis pela leitura (M e N) (1ª Etapa).

Concluídas as leituras, o equipamento aumentava o espaçamento entre os eletrodos A e B, o eletrodo A continuava sendo o eletrodo localizado na extremidade da linha, já o eletrodo B deixava de ser o segundo eletrodo e passava a ser o terceiro eletrodo da linha. As

leituras então eram feitas a cada 3 pares de eletrodos novamente, porém agora com um espaçamento entre eletrodos maior, ou seja, igual ao espaçamento utilizado para a emissão de corrente (entre A e B) (2ª Etapa). Este deslocamento do eletrodo B foi feito até uma abertura máxima abrangendo 6 eletrodos (25 m). Após a conclusão desta abertura, o ensaio retomava a abertura inicial entre os eletrodos de corrente A e B, porém o eletrodo A passava a ser o segundo eletrodo da linha e o B, o terceiro eletrodo (3ª Etapa). A partir disso, o ensaio seguiu o mesmo padrão de abertura entre eletrodos de corrente e ao final da mesma, os eletrodos A e B foram sucessivamente deslocados (FIGURA 35). Este tipo de configuração do arranjo pelo equipamento permitiu o alcance de uma profundidade máxima de investigação de até aproximadamente 58 m.

FIGURA 35 - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE ELETORRESISTIVIDADE - DISTRIBUIÇÃO DOS ELETRODOS DE CORRENTE E DE POTENCIAL

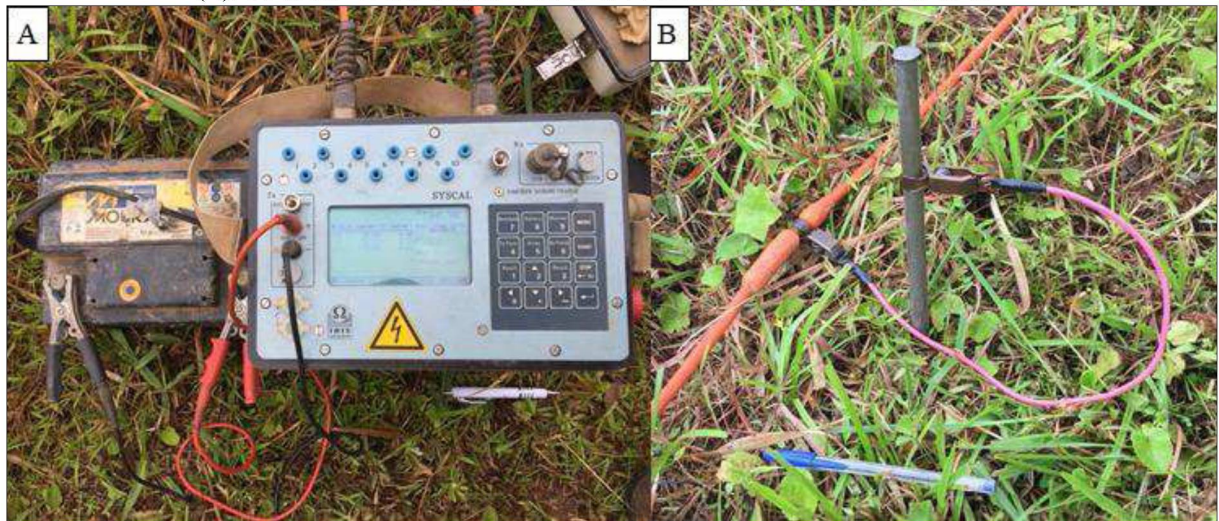


FONTE: A AUTORA (2019).

Os componentes do equipamento de ensaio englobaram o resistímetro multieletródo modelo Syscal Switch Pro 48 canais, da IRIS Instruments, em que os cabos de transmissão multipolares de alta impedância eram conectados. Além disso, foi utilizada bateria para alimentação do sistema a qual também era conectada ao resistímetro e eletrodos metálicos de contato (corrente e potencial) que eram cravados no solo e conectados ao cabo por conectores ou garras elétricas (FIGURA 36).



FIGURA 36 - EQUIPAMENTOS DA ELETORRESISTIVIDADE: (A) RESISTIVÍMETRO E BATERIA, (B) ELETRODO CONECTADO AO CABO POR GARRAS ELÉTRICAS



FONTE: A AUTORA (2019).

- Sísmica de Refração

Com referência aos equipamentos aplicados nos ensaios de sísmica de refração, o arranjo dos sensores era em série e composto por duas linhas sísmicas com 12 geofones cada. A fonte utilizada para a geração de ondas sísmicas foi do tipo martelo de 10 kg aplicado sobre placa metálica (FIGURA 37).

FIGURA 37 - EQUIPAMENTOS DA SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) FONTE SÍSMICA MARRETA DE 10 KG SOBRE PLACA METÁLICA, (B) GEOFONE

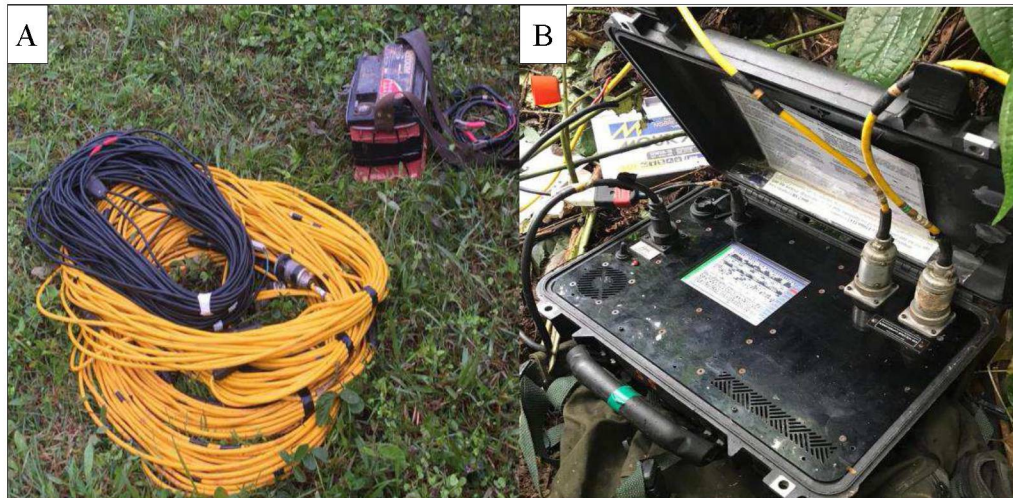


FONTE: A AUTORA (2019).

Para a leitura das ondas geradas e refratadas foi utilizado um sismógrafo digital de 24 canais e 16 bits de resolução, com conexão para os cabos de energização e multipolares (FIGURA 38).



FIGURA 38 - EQUIPAMENTOS DA SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) CABOS DE ENERGIZAÇÃO (PRETO), CABOS MULTIPOLARES (AMARELO) E BATERIA, (B) SISMÓGRAFO COM CABOS CONECTADOS



FONTE: A AUTORA (2019).

Para a aplicação do método de sísmica de refração adotou-se nesta campanha um total de 2860 m lineares de investigação, coincidentes com as linhas do método da eletrorresistividade, porém com comprimentos menores de investigação quando comparados ao outro método. Esta modificação nas linhas sísmicas foi aplicada em consequência das dificuldades durante a execução do ensaio, devido às condições climáticas, declividade do local e em razão do cronograma.

O espaçamento aplicado entre os geofones foi de 5 m para a linha LV-04 e de 10 m para o restante das linhas. A linha LV-04 foi a primeira executada em campo, a mudança de espaçamento entre os sensores foi aplicada devido a avaliação dos dados prévios obtidos e ainda buscando-se a otimização do ensaio. A execução do ensaio foi iniciada com a passagem do fio de energização do sistema e do cabo multipolar de instalação dos geofones. Os geofones foram inseridos no solo e conectados ao cabo por garras elétricas (FIGURA 39).

FIGURA 39 - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE SÍSMICA DE REFRAÇÃO: (A) PASSAGEM DOS CABOS DE ENERGIZAÇÃO E GEOFONES, (B) GEOFONE CRAVADO NO SOLO E CONECTADO AO CABO POR GARRAS ELÉTRICAS



FONTE: A AUTORA (2019).

O sismógrafo foi posicionado no meio dos dois cabos de sismica compostos por 12 geofones cada e os fios conectados ao mesmo. Durante o posicionamento dos sensores em campo foram marcados pontos a cada 3 geofones com o auxílio de um GPS Garmin. Este procedimento foi adotado para verificação das linhas geofísicas executadas em campo.

Normalmente, o ponto de disparo (ponto de batida da fonte) é iniciado e finalizado a 30 m do primeiro e do último geofone. Neste estudo, este procedimento não foi adotado devido à proximidade da rodovia e ainda devido ao sinal destes disparos não chegarem aos geofones, neste caso. Também como procedimento adotado se deu uma folga de 5 m no primeiro geofone durante a execução do primeiro disparo, viabilizando a batida do martelo no local, porém com a perda deste geofone no início de cada ensaio.

Desta forma, os pontos de disparo foram realizados a cada 6 geofones (30 m) para o ensaio sísmico da linha LV-04 e a cada 4 geofones (40 m) para o restante das linhas. Com isso, foram executados para a linha LV-04 5 pontos de disparo em cada linha de 24 geofones e para o restante das linhas, 7 pontos de disparo. Devido a troca do espaçamento entre sensores, o número de disparos por linha foi aumentado, além disso, os geofones não recebiam as ondas produzidas a maiores distâncias quando o número de disparos era menor. A cada ponto de disparo foram executados inicialmente 3 tiros (LV-04) e posteriormente este



número foi aumentado para 5. A quantidade de tiros em um ponto de disparo tem relação com o número de traços que são “empilhados” pela técnica de empilhamento, a qual é aplicada como um filtro para a diminuição dos ruídos nos dados brutos. O ensaio atingiu uma profundidade máxima de investigação de 50 m.

Por fim, o tratamento e processamento dos dados de ambos os ensaios foi realizado por meio de *softwares* específicos. No caso da eletrorresistividade, as pseudo-seções geradas a partir dos resultados obtidos foram processadas por meio da inversão dos dados e associadas a uma escala cromática de intervalos definidos de resistividade (Ohm.m).

Ao término da execução dos ensaios, um levantamento foi realizado por uma equipe específica de topografia. Desta forma, as posições dos caminhamentos são aproximadas e medidas de interpolação linear foram conduzidas quando necessárias.

A interpretação dos resultados geofísicos de eletrorresistividade baseou-se na distribuição da resistividade (Ohm.m) dos materiais da subsuperfície, considerando-se que esta varia em função das propriedades dos mesmos. Com isso, foram aplicadas as faixas de variações de resistividade para solos e rochas apresentadas por Braga (2006) (subitem 2.4.1.1), como indicativo dos materiais presentes nos perfis desenvolvidos neste trabalho. Para o ensaio de sísmica de refração, a interpretação baseou-se na análise de perfis sísmicos por meio da identificação de interfaces refractantes que separam camadas de diferentes velocidades sísmicas, considerando-se que estas velocidades variam de acordo com cada material, devido às suas propriedades elásticas, densidade, litologia, porosidade, saturação e grau de compactação.

Além disso, para a interpretação dos dados gerados por meio dos ensaios geofísicos, foi aplicada uma análise conjunta dos dados da eletrorresistividade e da sísmica de refração. Essa análise conjunta dos dados visa possibilitar uma inferência mais assertiva com relação aos estratos e estruturas identificados, principalmente considerando-se as limitações de cada um dos métodos. Como resultado final foram elaborados perfis geológicos-geotécnicos com a delimitação das camadas identificadas em ambas investigações geofísicas.

#### 4.1.2. Sondagens diretas

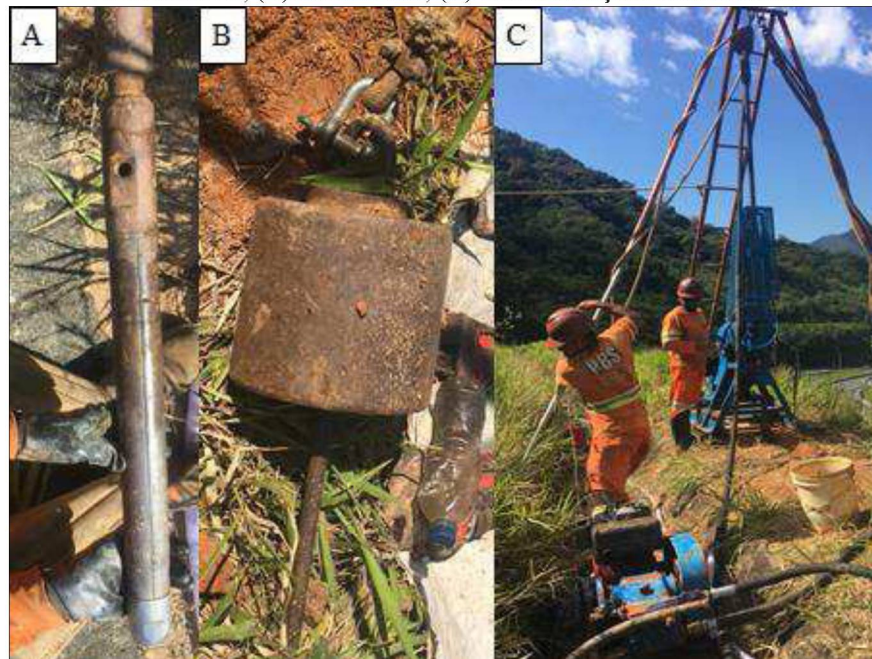
No plano de investigação geológico-geotécnica da presente pesquisa, foram também aplicados ensaios com sondagens diretas (sondagem mista e penetrômetro dinâmico leve), com o objetivo de auxiliar a interpretação dos dados de investigação geofísica. As sondagens diretas foram executadas pela empresa PBS Sondagens, com supervisão da Fugro.

- Sondagem Mista

O plano compreendeu 3 sondagens mistas (subitem 2.4.2) verticais, SM-01, SM-01A e SM-02. As sondagens SM-01 e SM-01A foram executadas na segunda bancada do talude, na linha geofísica LH-02. Já a sondagem SM-02 foi realizada na quinta bancada do talude, posicionada próxima a linha geofísica LV-02. As sondagens mistas foram executadas nas bancadas pois o local era mais adequado para o acesso tanto da equipe como dos equipamentos.

Para a execução dos ensaios foi utilizada uma perfuratriz SONDADRIL 920 e trado concha de 4" de diâmetro. Os furos de sondagem foram iniciados com o ensaio SPT (FIGURA 40) até ser atingido o impenetrável à percussão. Uma vez atingido o impenetrável e seguindo os critérios de paralisação do ensaio SPT, segundo a norma NBR 6484 (2001), foi então iniciado o ensaio com sondagem rotativa.

FIGURA 40 - EQUIPAMENTOS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO SPT: (A) AMOSTRADOR PADRÃO BI-PARTIDO, (B) MARTELO, (C) COMPOSIÇÃO MONTADA



FONTE: A AUTORA (2019).

No caso da sondagem rotativa, um sistema hidráulico foi utilizado para a rotação das

hastes e o equipamento era composto por um barrilete duplo giratório de 2 m com coroa diamantada e calibrador com mola retentora. O diâmetro do furo para a sondagem SM-01 apresentou tamanho NW e para as sondagens SM-01A e SM-02, tamanho HW (FIGURA 41).

FIGURA 41 - EQUIPAMENTOS DA SONDAGEM ROTATIVA: (A) COROA DIAMANTADA, (B) BARRILETE DUPLO

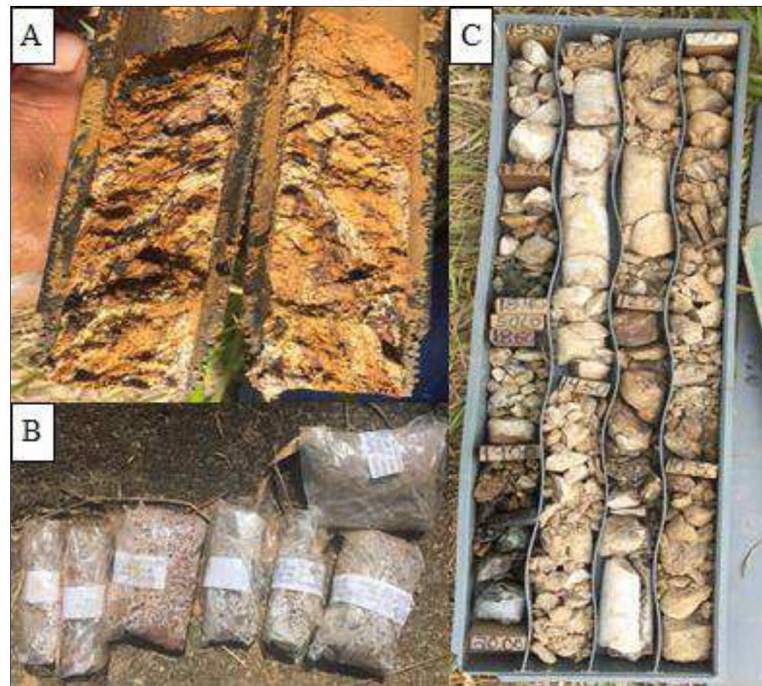


FONTE: A AUTORA (2019).

Os procedimentos de ensaio seguiram a NBR 6484 (2001) e ABGE (2013). Deve-se ressaltar que água foi utilizada desde o início no furo da sondagem SM-01, enquanto que nas sondagens SM-01A e SM-02 foi utilizado o trado tipo concha no início de cada furo. Além disso, o furo foi totalmente revestido devido às condições dos solos e posteriormente da rocha. As amostras deformadas coletadas pelo amostrador padrão foram colocadas em sacos plásticos, lacrados e identificados para descrição, já os testemunhos de sondagem rotativa, foram armazenados em caixas para descrição geológica (FIGURA 42).



FIGURA 42 - COLETA DE AMOSTRAS: (A) AMOSTRA DE SOLO COLETADA EM AMOSTRADOR PADRÃO, (B) AMOSTRAS DEFORMADAS ARMAZENADAS EM SACOS PLÁSTICOS COM IDENTIFICAÇÃO, (C) TESTEMUNHOS DE SONDAGEM ARMAZENADOS EM CAIXAS DE PLÁSTICO



FONTE: A AUTORA (2019).

A interpretação dos dados consistiu na descrição do perfil estratigráfico baseado na classificação tátil-visual dos solos, coletados a cada metro, e na classificação quanto ao estado de compactidade e consistência segundo a NBR 6484 (2001) de acordo com o índice de resistência à penetração.

- Penetrômetro Dinâmico Leve

Também foram incluídas no plano de investigação 6 sondagens verticais do tipo DPL (subitem 2.4.3), com profundidade de investigação máxima de 12 m cada. Inicialmente, os pontos dos furos de sondagem foram marcados em conjunto com a execução do levantamento topográfico da área de estudo. Quanto aos componentes do ensaio, o peso do martelo era de 10 kg, as hastes apresentavam comprimento de 1 metro e a altura de queda do martelo foi de 50 cm (FIGURA 43). O equipamento utilizado não apresentava a medição de torque (DPL de Nilsson).

O ensaio seguiu, de forma geral, as recomendações indicadas nas normas internacionais, como, ASTM, ISSMFE e DIN. Durante a execução do ensaio, o número de golpes  $N_{10}$  era registrado em planilha e o critério de parada seguiu as recomendações de Nilsson (2004) para solos brasileiros. A cada 20 cm de profundidade de cravação do equipamento, o mesmo era rotacionado. Os resultados destes ensaios foram apresentados em gráficos do número de golpes pela profundidade.

FIGURA 43 - EQUIPAMENTOS DO DPL: (A) COMPOSIÇÃO MONTADA, (B) PONTEIRA CÔNICA



FONTE: A AUTORA (2019).

De forma geral, a interpretação das camadas de solo identificadas pelas sondagens diretas também foi aplicada em conjunto com os dados obtidos por meio da investigação geofísica, desta forma é possível obter uma caracterização mais completa de toda a área analisada.

#### 4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL E CINEMÁTICA

Medições das descontinuidades dos afloramentos rochosos na área de estudo (próximos à rodovia) foram coletadas em campo por meio de uma bússola Brunton e do aplicativo de celular *FieldMove Clino*, da *Midland Valley Exploration Ltd.*, o qual é descrito como uma bússola digital que permite a medição e armazenamento das orientações de características geológicas lineares e planares no campo. Ambos os métodos de medições apresentaram coerência entre si. As informações geológicas foram interpretadas considerando os perfis geofísicos obtidos. Além disso, buscando-se englobar tais afloramentos nas avaliações das condições de estabilidade, foram elaboradas análises cinemáticas. As análises foram baseadas na projeção estereográfica das atitudes das fraturas e foliações da rocha exposta, e suas tendências em provocar processos de deslizamento planares e em cunha.

A análise cinemática avalia as condições para ocorrência de movimentos de instabilidade considerando as atitudes das descontinuidades em relação à configuração do talude e o ângulo de atrito do material envolvido. Apesar de ser um método desenvolvido para

maciços rochosos, no caso de solos residuais, os quais preservam as características estruturais da rocha de origem, o método também pode ter um significado importante. Com a inserção dos dados dentro de *software* específico, uma região é destacada dentro da projeção estereográfica como uma zona crítica para ocorrência de cada deslizamento analisado. Os polos ou intersecção de polos que são plotados dentro dessa zona são suscetíveis a provocar o processo de instabilidade que está sendo analisado, seja ele planar ou em cunha.

As zonas críticas são definidas por meio das condições geométricas que precisam ser satisfeitas para que cada tipo de movimentação ocorra. No caso de deslizamentos planares, é necessário que o plano de ruptura seja paralelo ou subparalelo à face do talude e que tenha um mergulho menor do que o mergulho do talude. Além disso, o mergulho do plano de ruptura tem que ser maior do que o ângulo de atrito do material. Já no caso de deslizamentos em cunha, a linha de intersecção de duas descontinuidades deve ter um mergulho menor do que a declividade do talude e maior do que o ângulo de atrito do material (CERRI *et al.*, 2018). É válido ressaltar que as análises cinemáticas não consideram fatores como poropressões e fluxos ao longo dos planos das foliações.

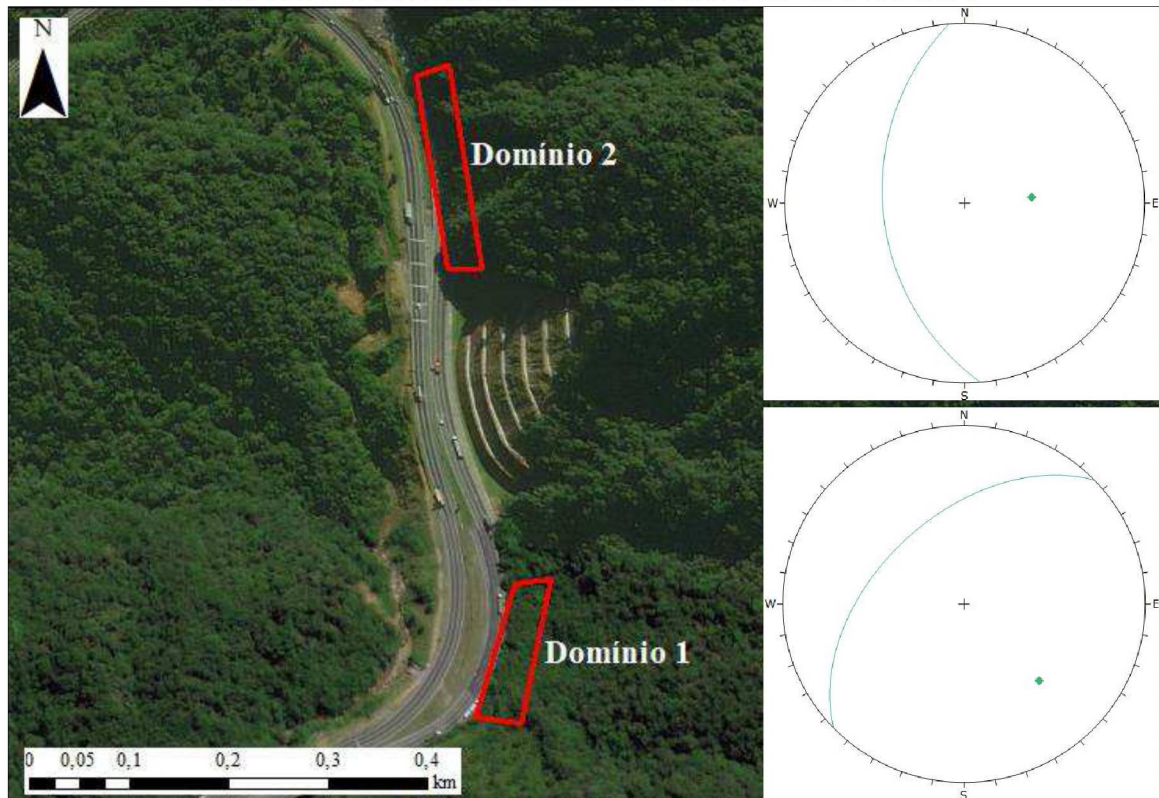
As análises cinemáticas foram desenvolvidas em um *software* específico, por meio da inserção das orientações de mergulho e direção de mergulho das estruturas geológicas, declividade e direção do declive da encosta, e ângulo de atrito do material. A partir destas informações, projeções estereográficas foram geradas e a relação entre as estruturas e as orientações do talude foram avaliadas quanto às suas propensões em ocasionar deslizamentos.

Para isso, foi adotada a projeção de Schmidt de áreas iguais e as orientações do talude foram obtidas por meio dos dados da topografia. O valor do ângulo de atrito foi determinado com base em dados da literatura obtidos de ensaios de laboratório para rochas similares, considerando o contexto geológico regional da área de estudo. A floresta densa, alta declividade e dificuldades de acesso foram os principais problemas encontrados para uma coleta mais detalhada dos dados estruturais.

Por fim, considerando as orientações do talude, as análises foram divididas em 2 domínios (FIGURA 44). No total, para o domínio 1 foram coletados 17 planos de foliação (bandamento da rocha) e 137 medidas de fraturas. Já para o domínio 2, foram obtidos 3 planos de foliação e 29 medidas de fraturas.



FIGURA 44 - DOMÍNIOS APLICADOS NA ANÁLISE CINEMÁTICA



FONTE: A AUTORA (2019).

#### 4.3. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

A estabilidade da encosta foi verificada por meio da aplicação de análises probabilísticas baseadas no método de amostragem APEM (Método Alternativo das Estimativas Pontuais). Para isso, as variáveis aplicadas no modelo de análise foram subdivididas em aleatórias e determinísticas.

Os parâmetros de resistência dos solos são dependentes das diferentes propriedades dos mesmos, como por exemplo textura e estrutura, as quais têm influência significativa dos processos intempéricos, assim como da rocha de origem. Como o processo de intemperismo não atua de forma uniforme nas camadas, assim como as rochas tendem a apresentar heterogeneidade considerável, estes parâmetros apresentam uma variabilidade tanto em profundidade como espacialmente. Ainda que ensaios laboratoriais sejam executados na determinação de tais parâmetros dos solos, as incertezas destes devem sempre ser consideradas. Desta forma, visando avaliar a probabilidade de ruptura considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência dos materiais, ângulo de atrito e intercepto coesivo, estes foram considerados como variáveis aleatórias no modelo.

O peso específico dos solos foi avaliado como uma variável determinística, uma vez que a variação do mesmo apresenta pouca influência nos resultados das análises, conforme já



descrito na literatura por Hoyos (2014), Mafioleti (2016) e Trevizolli (2018), entre outros.

Os valores dos parâmetros foram definidos com base nos cálculos empíricos a partir das sondagens realizadas, nos dados preexistentes coletados da área de estudo (subitem 3.4), além de dados da literatura como Trevizolli (2018) e Nery e Vieira (2015).

Para a aplicação do método de amostragem probabilística foram determinadas as médias e desvios padrão das variáveis consideradas aleatórias e definidas com distribuição normal. Além disso, também foi verificada a influência da sucção dos solos por meio de análise paramétrica, com base em dados preexistentes da área de estudo e em dados da instrumentação geotécnica no local.

As análises foram executadas na suíte de aplicativos *SVOffice* da *SoilVision Systems Ltd.* com base no método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price, com 50000 superfícies, de 1000 fatias calculadas por até 10000 iterações com otimização de 5000 iterações. O número das superfícies foi definido por meio de testes, quando se notou que o aumento deste número causou uma demora considerável de processamento sem causar mudança significativa do resultado. Com relação ao método de Morgenstern e Price, este foi escolhido por ser um método em que são satisfeitas todas as condições de equilíbrio e de fronteira (método rigoroso), além de ser um dos mais aplicados na literatura.

A localização da superfície crítica foi definida como flutuante e sua geometria como circular composta, a qual é definida como uma superfície parcialmente circular e parcialmente retilínea contínua. Na análise com superfície flutuante a superfície crítica é determinada para cada combinação dos parâmetros aleatórios da análise probabilística. Desta forma, a superfície crítica obtida é a superfície que tem a maior probabilidade de ruptura e, conseqüentemente, o menor índice de confiabilidade. De forma geral, a configuração do modelo foi definida com base nos resultados prévios obtidos, principalmente com base no tempo de processamento. Dentro do modelo, a sucção foi definida como constante acima do valor máximo, ou seja, com aumento da sucção progressivamente acima do lençol freático até atingir o valor determinado, a partir do qual seguiu constante até a superfície.

As camadas de solo coluvionar e solo residual foram inseridas como solos não saturados pelo método  $\phi_b$ , enquanto que a camada de rocha muito alterada foi avaliada com base no critério de Mohr Coulomb e considerada como determinística. A rocha fraturada e a rocha sã foram classificadas no modelo de análise como uma unidade de rocha, sem influência na estabilidade.

O fator de segurança foi avaliado considerando que valores iguais a 1,00 indicam que a encosta se encontra na iminência da ruptura; superiores a 1,00 indicam que a resistência é

superior às tensões atuantes, condição de estabilidade, e valores inferiores a 1,00 não possuem significado físico. A norma NBR 11682 (2009) apresenta valores de fator de segurança mínimos para cobrir as incertezas naturais de projetos e construções de obras geotécnicas. Tais valores dependem dos riscos associados ao projeto, em termos de perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais, e variam entre 1,20 e 1,50. Ressalta-se, contudo, que em condições naturais, as encostas tendem a apresentar fatores de segurança marginalmente superiores à unidade.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo contempla os resultados obtidos pela interpretação dos dados de investigação geológico-geotécnica e das análises estruturais e cinemáticas. Além de compreender os resultados das análises de estabilidade da área de estudo.

### 5.1. ENSAIOS GEOFÍSICOS

Com relação aos quantitativos e às profundidades de investigação atingidas, o ensaio da sísmica de refração abrangeu um menor comprimento das linhas geofísicas quando comparado ao método da eletrorresistividade, além de ter atingido menores profundidades (TABELA 13).

TABELA 13 - QUANTITATIVO EXECUTADO E PROFUNDIDADE ATINGIDA PELOS MÉTODOS GEOFÍSICOS

Linha	Comprimento executado (m)		Profundidade máxima (m)	
	Eletrorresistividade	Sísmica de refração	Eletrorresistividade	Sísmica de refração
LH-01	475,00	460,00	57,90	28,00
LH-02	465,00	440,00	52,40	40,00
LH-03	450,00	440,00	57,90	35,00
LH-04	465,00	410,00	57,90	50,00
LV-01	235,00	190,00	57,90	32,00
LV-02	355,00	190,00	52,40	40,00
LV-03	470,00	380,00	52,40	30,00
LV-04	475,00	350,00	57,90	45,00

FONTE: modificado de FUGRO (2019).

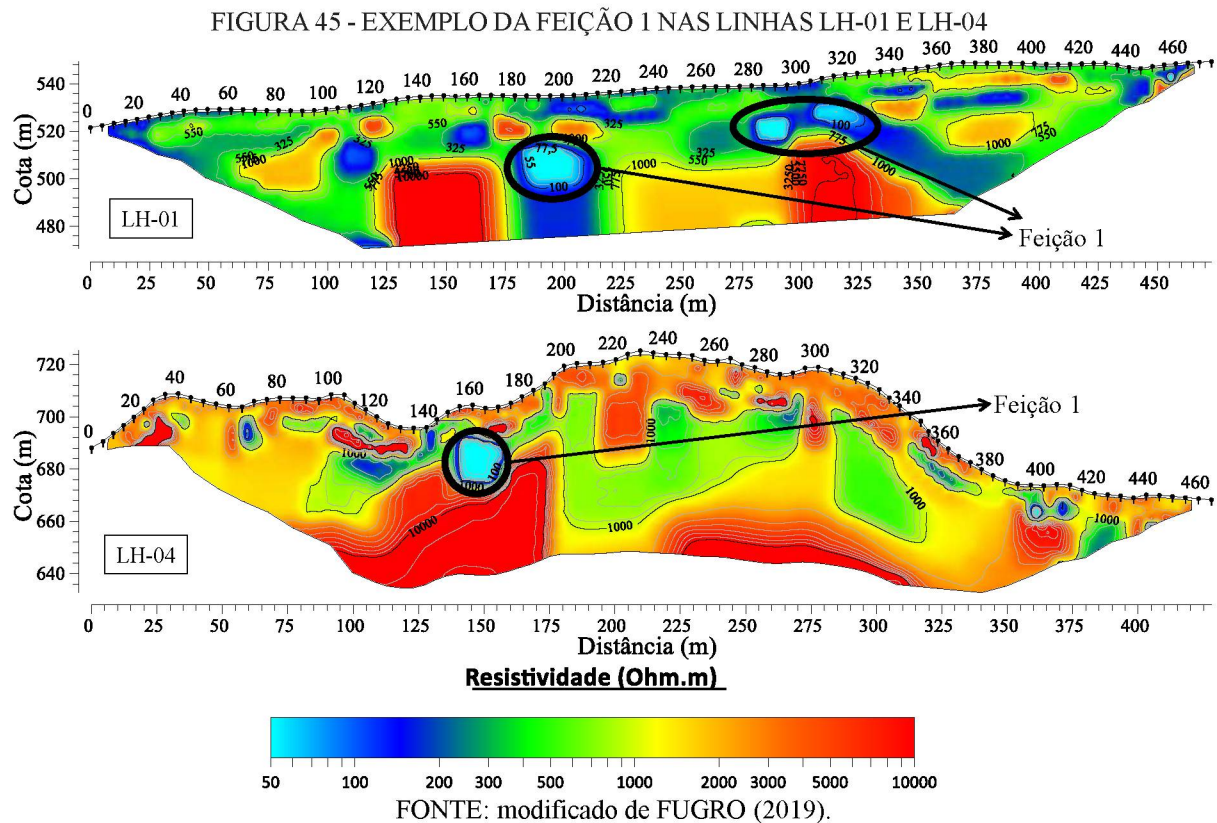
A interpretação dos dados geofísicos consistiu, primeiramente, no reconhecimento das principais interfaces sísmicas e das principais feições de resistividade observadas nos perfis verticais e horizontais, conforme descrito nos subitens a seguir.

#### 5.1.1. Eletrorresistividade

No geral, foram identificadas quatro feições principais com diferentes faixas de valores de resistividade (Ohm.m), definidas de acordo com uma escala de cores. Todos os perfis geofísicos obtidos estão apresentados no Apêndice 1.

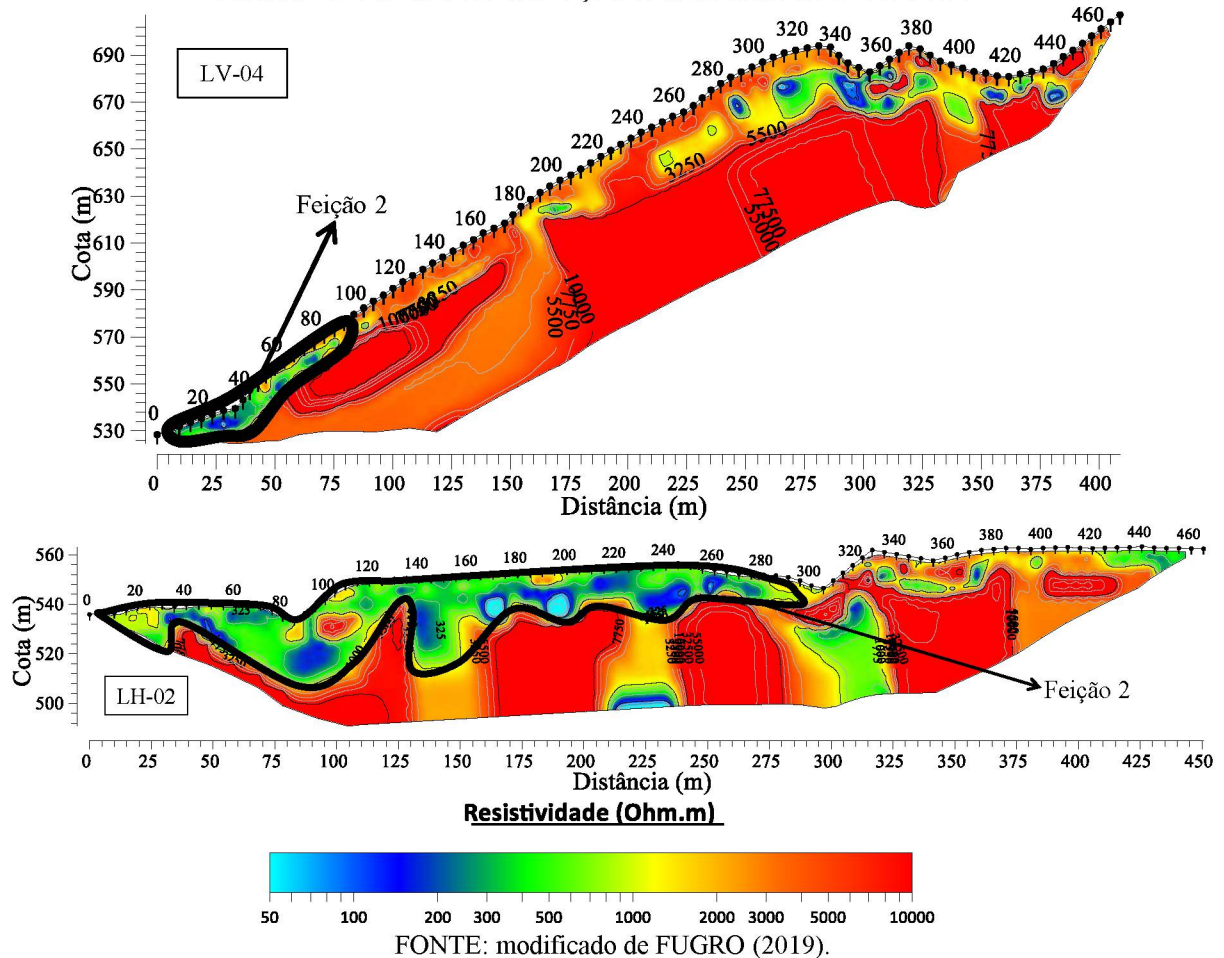
A primeira feição (Feição 1) refere-se a valores de resistividade entre 50 a 250 Ohm.m, presente nas porções superficiais dos perfis, principalmente nas linhas horizontais (FIGURA 45). Esta faixa de valores baixos a extremamente baixos está geralmente associada a porções de solo com alto teor de argila e/ou alta saturação (FUGRO, 2019). Segundo a faixa de valores sugerida por Braga (2006), apresentada no subitem 2.4.1.1,

estas feições estão relacionadas com solos areno-argilosos a arenosos.



A segunda feição (Feição 2) foi identificada com faixa de valores entre 250 a 1000 Ohm.m, principalmente nas porções mais superficiais dos perfis, com em torno de 8 a 10 m de espessura. Contudo os perfis horizontais também apresentaram tal feição em maiores profundidades. De acordo com Braga (2006), este estrato pode estar relacionado a solos não saturados e, segundo Fugro (2019) a faixa de valores é característica de solos e zonas de transição solo-rocha, manto de intemperismo saturado, argilas duras e/ou areias saturadas (FIGURA 46).

FIGURA 46 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 2 NAS LINHAS LV-04 E LH-02



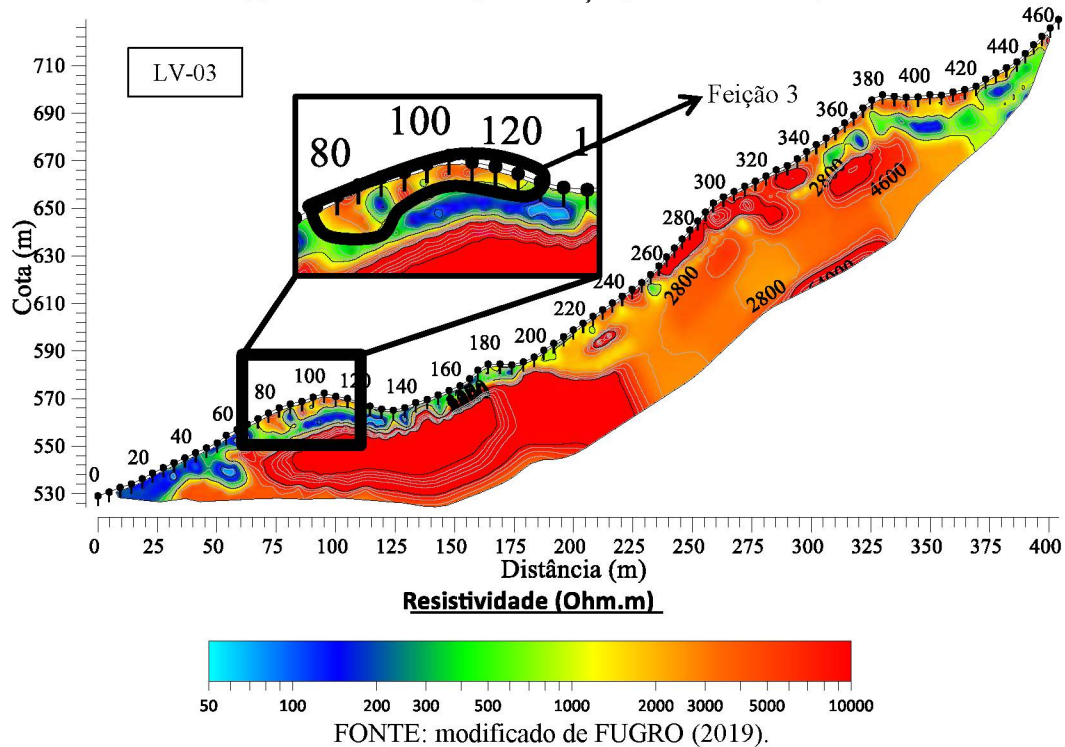
FONTE: modificado de FUGRO (2019).

A terceira feição (Feição 3), com valores de resistividade entre 1000 a 5500 Ohm.m, foi determinada nas porções superficiais, principalmente dos perfis verticais, além dos perfis horizontais localizados na porção mais alta da encosta (LH-03 e LH-04). Nos perfis LV-01 e LV-04 esta feição apresentou uma maior espessura, em torno de 8 m, enquanto que nos perfis LV-02 e LV-03 a feição apresentou em torno de 4 a 6 m de espessura. Além disso, nas regiões mais superficiais dos perfis a terceira feição apresenta picos de resistividade entre 4000 a 5500 Ohm.m, identificados pela presença de regiões avermelhadas, segundo a escala de cores de resistividade (FIGURA 47). A faixa de valores, assim como para a feição 2, também se encaixa nas características de resistividade de solos não saturados, arenosos, podendo também estar relacionado com a presença de blocos de rocha ígnea e/ou metamórfica, principalmente com relação às regiões com picos de resistividade (BORGES, 2002; BRAGA, 2006; FUGRO, 2019).

A faixa de valores de resistividade da terceira feição também foi observada em alguns perfis em maiores profundidades, principalmente nos perfis horizontais LH-02 e LH-03 e nos perfis verticais LV-01 e LV-04. Nestes casos, a feição pode estar associada a rochas ígneas

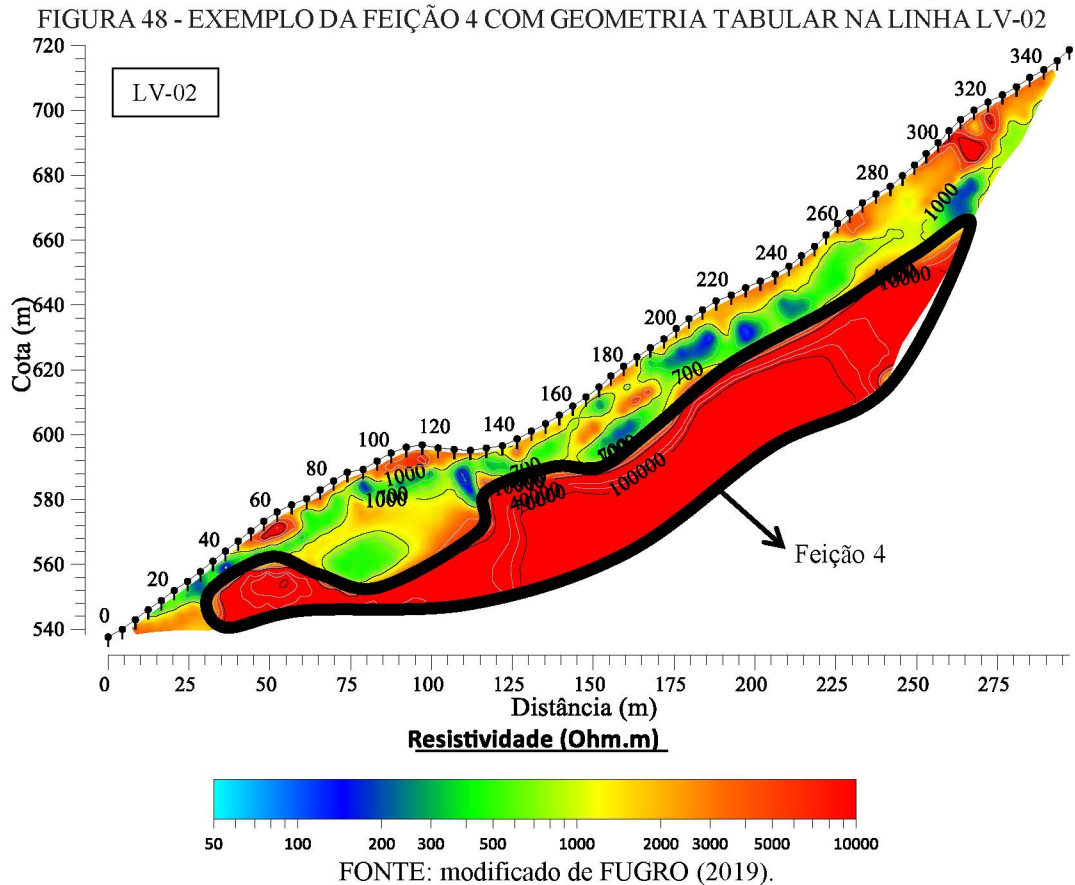
extremamente a medianamente fraturadas e/ou alteradas, com aumento da saturação nas zonas fraturadas.

FIGURA 47 - EXEMPLO DA FEIÇÃO 3 NA LINHA LV-03



Por fim, a quarta feição (Feição 4) foi diferenciada por apresentar valores maiores do que 5500 Ohm.m e disposição nas maiores profundidades dos perfis, em geral em torno de 15 a 20 m. Além disso, tais feições apresentaram geometria tabular concordante com a declividade dos perfis ou ainda arredondada. Destaca-se, também, que a feição é cortada de forma repetitiva nos diferentes perfis pela feição 3. A faixa de valores e a geometria da feição estão associadas a presença de corpos rochosos (matacões) e/ou embasamento rochoso. Segundo Fugro (2019), a faixa é normalmente associada a rochas com baixa alteração e pouco fraturamento, encaixando-se também na faixa de Braga (2006) para rochas metamórficas e ígneas (FIGURA 48).





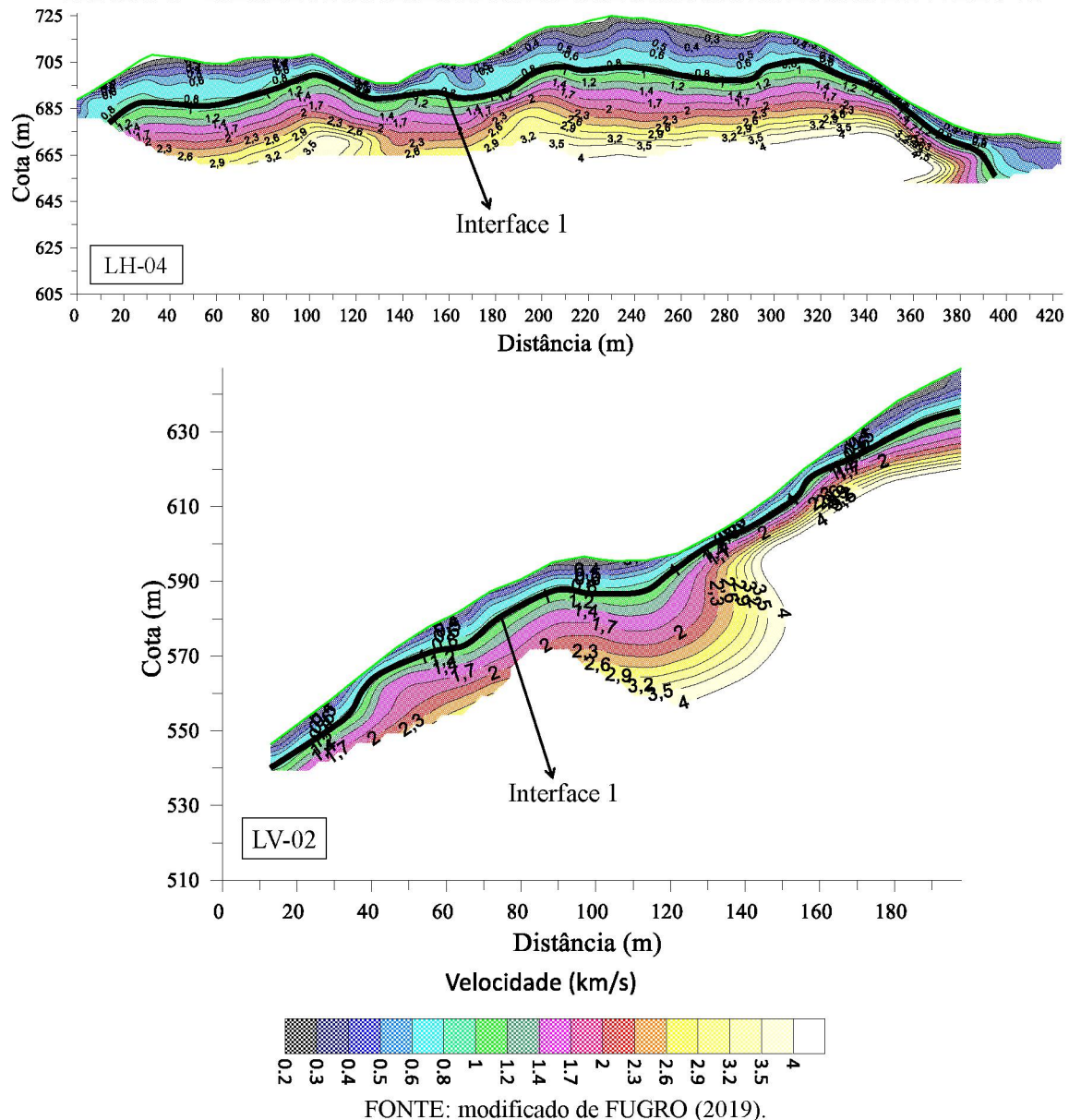
### 5.1.2. Sísmica de refração

O Apêndice 2 apresenta todos os perfis sísmicos obtidos. Os perfis foram interpretados com base em uma escala de cores de velocidade da onda P em km/s.

No geral, foram identificadas três unidades sísmicas, as quais foram definidas com base em valores da literatura. A primeira unidade sísmica foi identificada nas porções mais superficiais dos perfis, com valores baixos de velocidade da onda P, entre 0,2 e 1,0 km/s, sendo que a posição da interface inferior desta camada foi definida entre 0,8 e 1,0 km/s. De acordo com Burger *et al.* (2006), a faixa de valores da unidade pode ser relacionada com uma camada de alteração (0,3 a 0,9 km/s) ou areia seca (0,2 a 1,0 km/s). Segundo Kearey *et al.* (2002), valores de velocidade sísmica entre aproximadamente 0,3 e 0,8 km/s estão relacionados com o solo superior. Além disso, Souza *et al.* (1998) apresentou uma faixa entre 0,2 e 0,4 km/s para solos e depósitos superficiais de sedimentos não consolidados. Desta forma, foi inferido que a primeira interface (linha preta), entre 0,8 e 1,0 km/s, separa as camadas de solo das camadas de rocha (FIGURA 49).



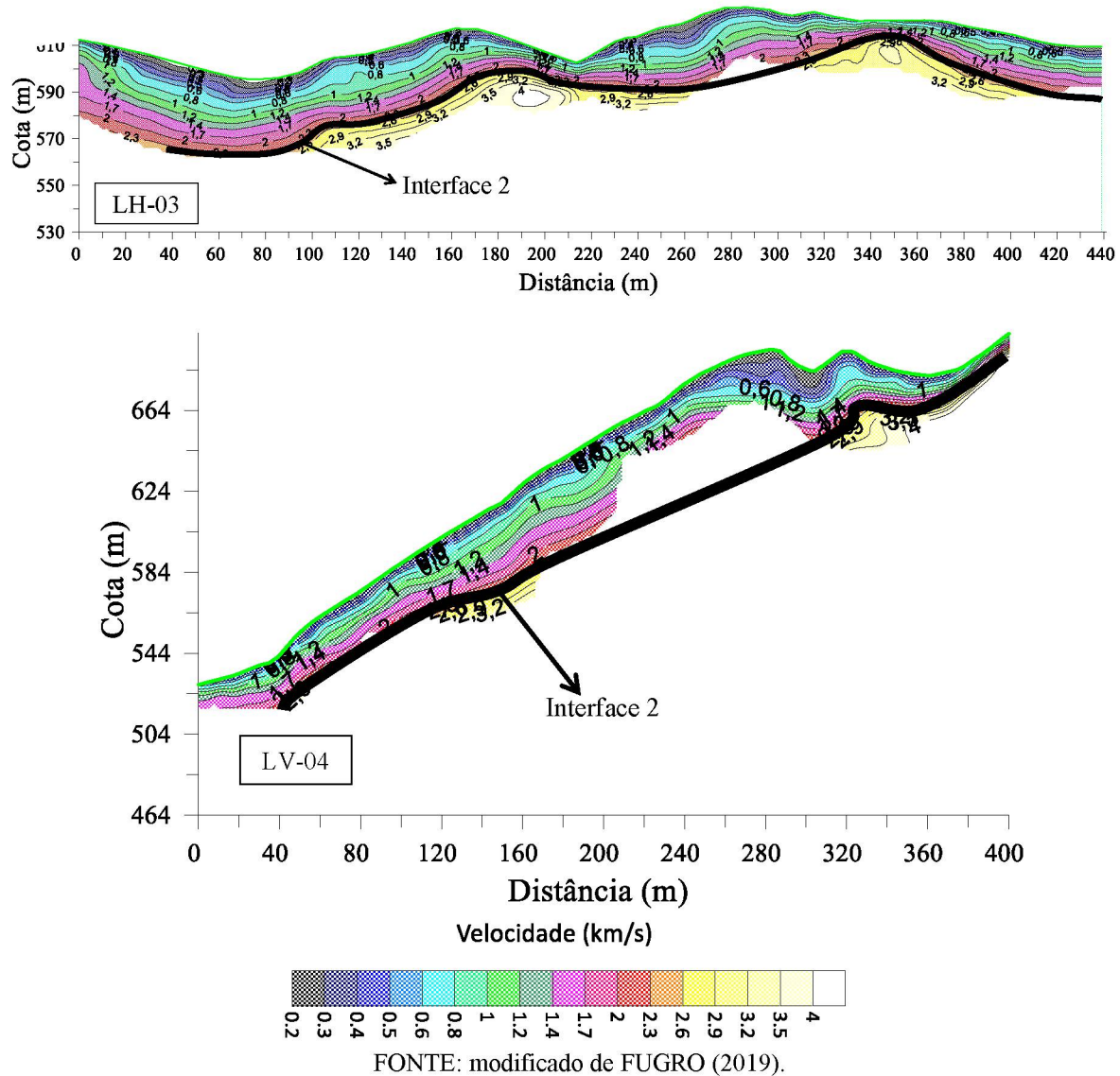
FIGURA 49 - EXEMPLO DA PRIMEIRA INTERFACE SÍSMICA NAS LINHAS LH-04 E LV-02



FONTE: modificado de FUGRO (2019).

A segunda unidade sísmica, com valores de velocidade da onda P entre 1,0 e 2,4 km/s, foi identificada logo após a interface da primeira unidade. Segundo Souza *et al.* (1998), velocidades entre 1,4 e 2,4 km/s podem estar relacionadas com argilas e areias consolidadas, areias saturadas, argilas compactas, rochas bastante alteradas a alteradas e altamente fraturadas. Assim, foi inferida a posição da segunda interface entre 2,3 e 2,6 km/s, possivelmente separando uma camada de rocha alterada e/ou fraturada da rocha sã, a qual compõe a terceira unidade sísmica. De acordo com Fugro (2019), velocidades elevadas (maiores que 2,3 km/s) são relacionadas com rochas pouco alteradas do grupo granito-gnaisses (FIGURA 50). A terceira unidade sísmica foi identificada em todos os perfis, em profundidades aproximadamente acima de 20 m.

FIGURA 50 - EXEMPLO DA SEGUNDA INTERFACE SÍSMICA



É válido ressaltar que a transição entre as unidades se dá de forma gradual, principalmente entre a porção inferior da primeira unidade sísmica (relacionada com camadas do solo) e a segunda unidade sísmica (rocha alterada e/ou fraturada). Isto também foi evidenciado pela ausência de contrastes significativos entre as faixas de velocidade ao longo dos perfis.

## 5.2. SONDAgens DIRETAS

Inicialmente, os dados das sondagens diretas foram interpretados de forma individual, sendo separados em resultados das sondagens mistas (SM-01, SM-01A e SM-02) e resultados do penetrômetro dinâmico leve (DPL-01 a DPL-06), os quais são descritos a seguir.

### 5.2.1. Sondagem mista

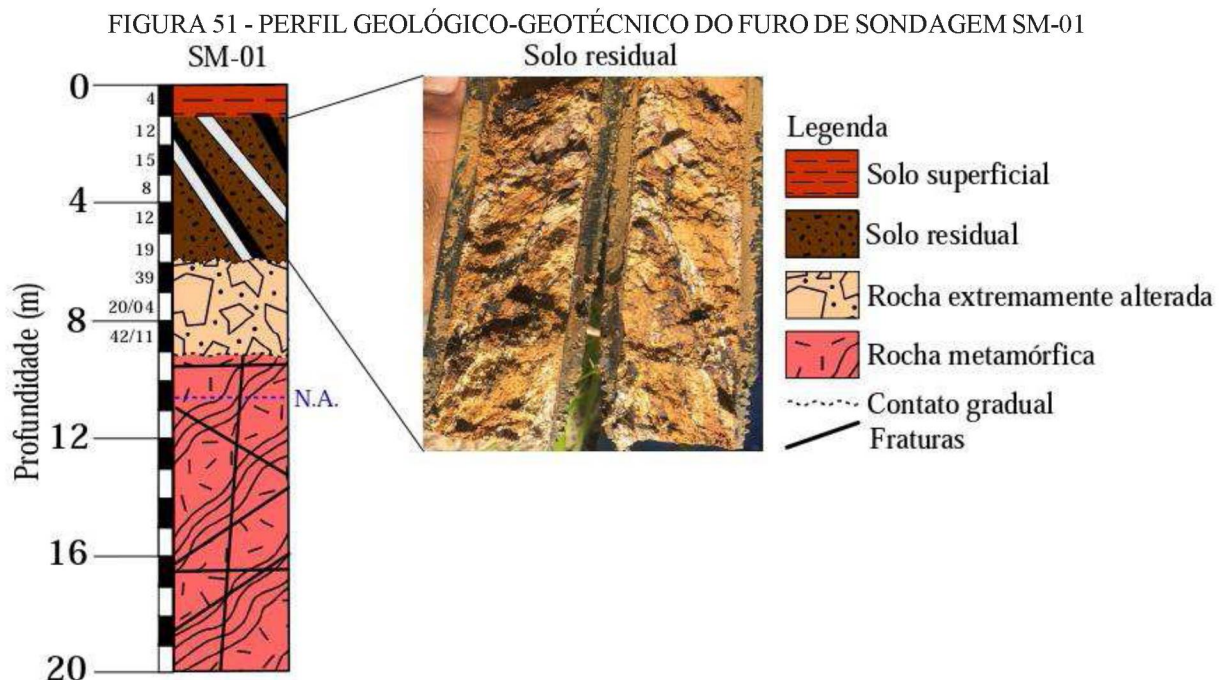
O resumo geral das principais informações de cada furo de sondagem compreende a profundidade de investigação alcançada, coordenadas UTM (Datum SIRGAS 2000), cota e posição do nível d'água (TABELA 14). Em complemento à sondagem SM-01, foi realizada uma terceira sondagem (SM-01A) localizada ao lado da mesma, porém com menor profundidade de investigação. Os boletins das sondagens encontram-se no Apêndice 3.

TABELA 14 - RESUMO GERAL DAS SONDAgens MISTAS

Furo de sondagem	Prof. (m)	Coordenadas UTM		Cota (m)	N.A. (m) - 24h
		Norte	Leste		
SM-01	20,00	7137433,74	707079,84	552,42	10,55
SM-01A	12,02	7137436,75	707079,84	552,42	Não identificado
SM-02	17,20	7137519,00	707127,00	582,00	12,58

FONTE: modificado de FUGRO (2019).

A sondagem à percussão SPT no furo SM-01 atingiu a profundidade de 9,00 m, a partir disso a sondagem rotativa seguiu até 20,00 m. O nível d'água foi identificado em 10,55 m de profundidade após 24h da execução do ensaio. O perfil geológico-geotécnico apresentou uma camada superficial de solo (até 1,00 metro) composto por argila siltosa de coloração variegada de consistência mole. A segunda camada (entre 1,00 e 6,00 m) apresentou granulometria de areia fina argilosa a areia grossa, pouco compacta a compacta, de coloração marrom alaranjada com porções esbranquiçadas e escuras, características da estrutura reliquiar evidente (bandamento) da rocha de origem. Uma camada de rocha extremamente alterada foi identificada (entre 6,00 e 9,00 m) por apresentar material granular grosseiro, friável, evidências do bandamento da rocha de origem e índice de resistência à penetração elevado. O impenetrável foi atingido em 9,00 m de profundidade (FIGURA 51).

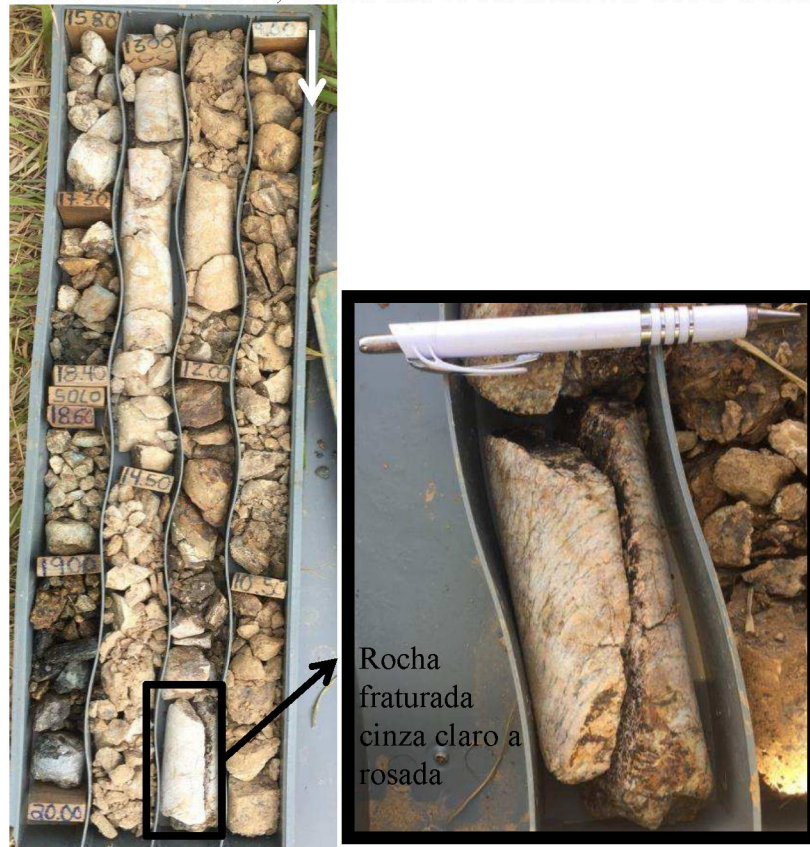


FONTE: A AUTORA (2019).

O testemunho da rotativa apresentou, até 20,00 m, rocha muito fraturada de coloração cinza claro a rosada nas porções menos alteradas, com minerais de feldspato e quartzo, e minerais micáceos (FIGURA 52). A rocha tem características condizentes com o Complexo Gnáissico-Migmatítico, com foliação (bandamento) evidente. Contudo, destaca-se que uma análise microscópica seria necessária para confirmação destas análises. É importante ressaltar que em torno de 12,60 m houve perda parcial significativa de água, principalmente pelo alto grau de fraturamento do maciço. Em algumas porções a rocha fraturada apresentou foliação menos evidente. Em torno de 18,00 m foi identificado um material mais argiloso de coloração acinzentada, provavelmente material originado da alteração causada pela percolação de água ao longo das fraturas da rocha. As fraturas tem orientação horizontal e subvertical a vertical com alteração incipiente e parede ondulada rugosa. O índice RQD não foi obtido pois não houve recuperação da rocha maior ou igual a 10 centímetros.



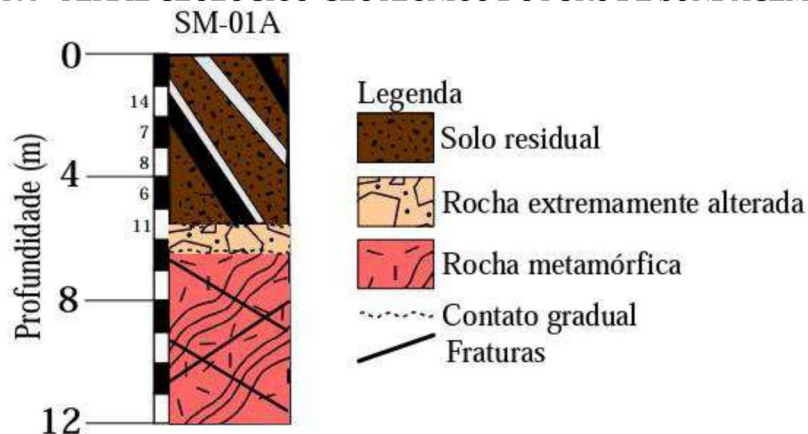
FIGURA 52 - TESTEMUNHO SM-01, ROCHA MUITO FRATURADA CINZA CLARO A ROSADA



FONTE: A AUTORA (2019).

No furo de sondagem SM-01A o ensaio SPT atingiu a profundidade de 6,30 m, posteriormente a rotativa atingiu 12,02 m. Neste furo de sondagem não foi identificado nível d'água após 24h do ensaio. Similar ao furo SM-01, o perfil geológico-geotécnico (FIGURA 53) apresentou uma camada de solo residual (até 5,45 m) composta por areia muito fina a fina argilosa, com porções mais grosseiras, pouco compacta a medianamente compacta, de coloração marrom alaranjada a marrom escuro.

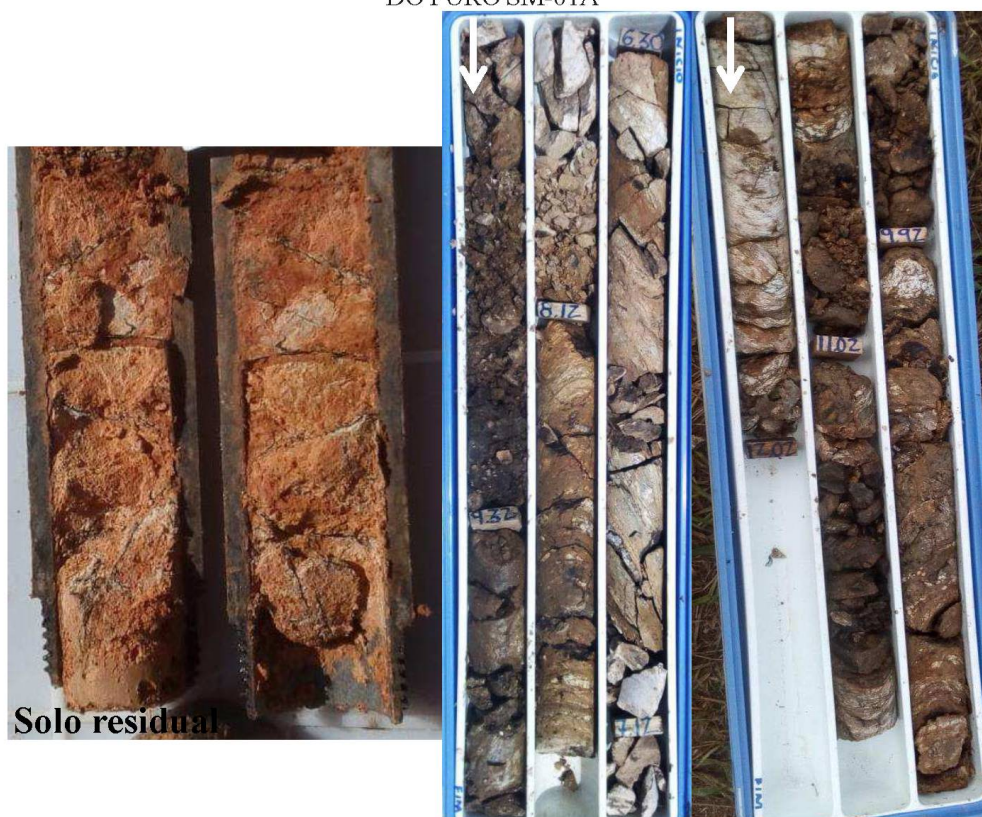
FIGURA 53 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO FURO DE SONDAJEM SM-01A



FONTE: A AUTORA (2019).

A transição gradual, definida pela presença de rocha extremamente alterada, entre o solo residual e a rocha fraturada foi identificada entre 5,45 e 6,30 m. Por meio da sondagem rotativa foi identificada rocha muito fraturada, com descontinuidades subhorizontais a subverticais ( $30^\circ$  a  $45^\circ$ ), alterada, com estrutura foliada e similar a rocha da sondagem SM-01. As descontinuidades apresentam paredes com alteração incipiente, superfície ondulada rugosa e espaçamento muito próximo (FIGURA 54). O índice RQD não foi obtido pois não houve recuperação da rocha maior ou igual a 10 centímetros.

FIGURA 54 - SOLO RESIDUAL (4,00 A 4,45 M) E TESTEMUNHOS DE ROCHA MUITO FRATURADA DO FURO SM-01A

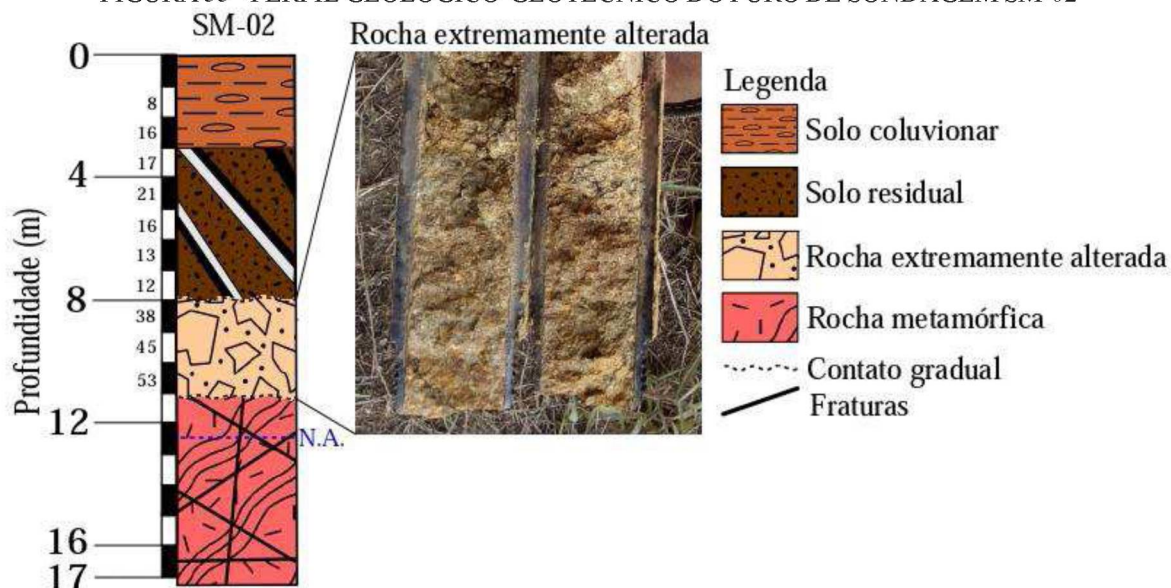


FONTE: A AUTORA (2019).

No furo SM-02, a sondagem à percussão SPT atingiu 11,10 m e a rotativa 17,20 m de profundidade. O nível d'água após 24h do ensaio foi identificado na profundidade de 12,58 m. O perfil geológico-geotécnico apresentou uma camada (até 3,00 m) silte argilosa, marrom avermelhada com pedregulhos centimétricos, de consistência média a rija, interpretada como solo coluvionar. A segunda camada de solo (entre 3,00 e 8,00 m) apresentou granulometria de areia muito fina a fina argilosa, coloração marrom clara, compactidade medianamente compacta a compacta e presença de estrutura reliquiar foliada (solo residual). A alteração gradual, composta por rocha extremamente alterada, compacta a muito compacta, foi identificada entre 8,00 e 11,10 m (FIGURA 55).



FIGURA 55 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO FURO DE SONDAGEM SM-02



FONTE: A AUTORA (2019).

A partir de 11,10 m foi identificada a rocha com fraturas subhorizontais, verticais a subverticais ( $30^\circ$  a  $45^\circ$ ), de coloração cinza esbranquiçada roseada, com estrutura foliada e um grau de alteração menor (coloração clara), quando comparada às sondagens SM-01 e SM-01A (coloração escura). A rocha é friável, se desagrega facilmente e gera material arenoso de granulometria média a grossa. As discontinuidades tem paredes onduladas rugosas e espaçamento próximo (FIGURA 56). O índice RQD não foi obtido pois não houve recuperação da rocha maior ou igual a 10 centímetros.

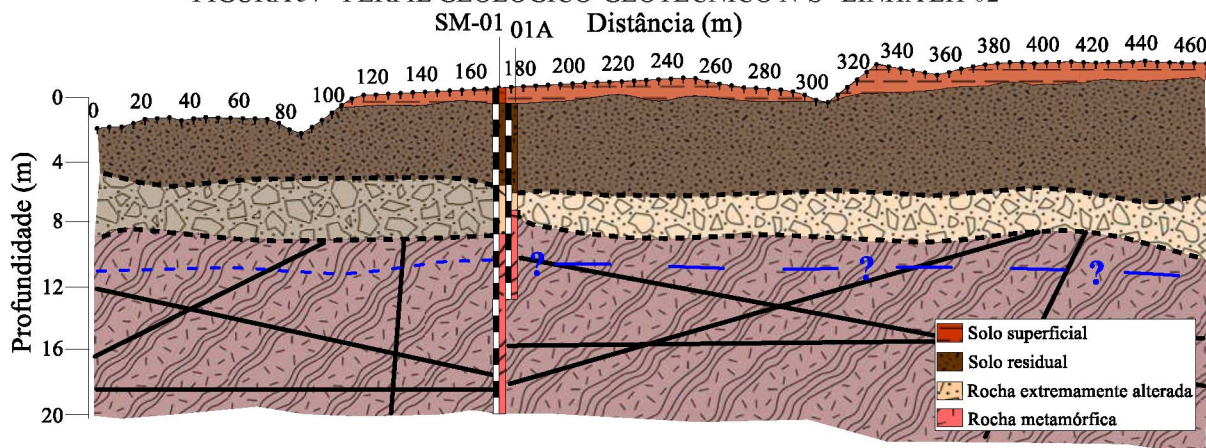
FIGURA 56 - TESTEMUNHOS DA ROCHA FRATURADA DO FURO SM-02



FONTE: A AUTORA (2019).

Considerando a topografia obtida da área de estudo e a localização dos furos de sondagem, dois perfis geológicos-geotécnicos foram elaborados. Os perfis foram desenvolvidos considerando a interpretação dos furos de sondagem descrita anteriormente, sendo que a continuidade das camadas e do nível d'água foi extrapolada. O perfil N-S abrange os furos de sondagem SM-01 e SM-01A, posicionados na linha LH-02 (FIGURA 57).

FIGURA 57 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO N-S - LINHA LH-02



FONTE: A AUTORA (2019).

A camada de solo superficial foi interpretada como parte da camada de solo residual,

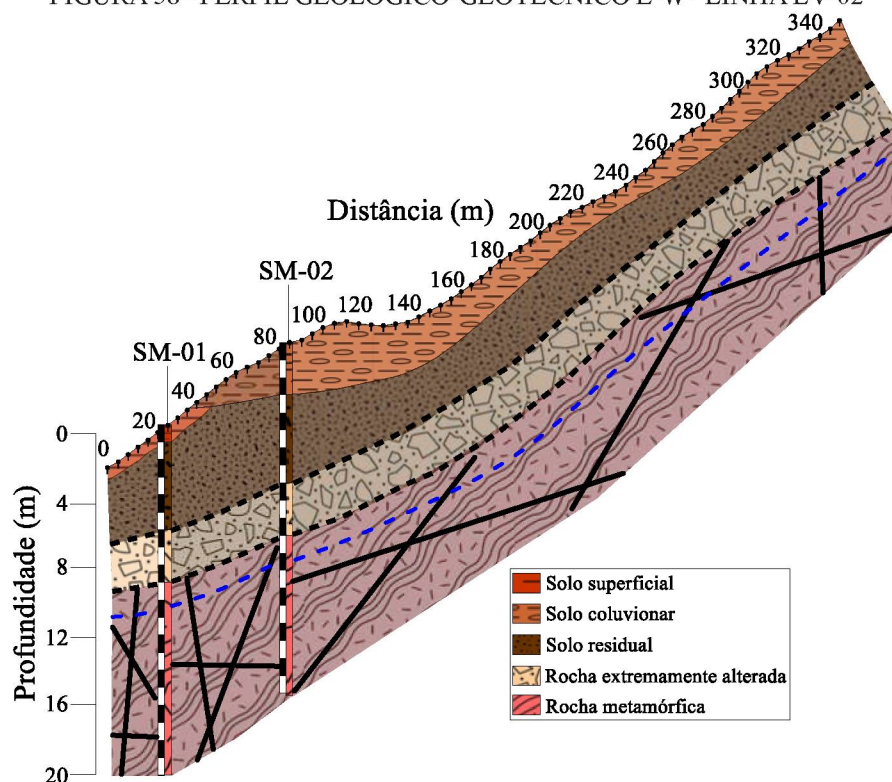


com uma maior alteração intempérica, evidente pela granulometria mais fina, devido à proximidade da superfície. O perfil na linha LH-02 não apresenta a camada de solo coluvionar, uma vez que a mesma foi identificada apenas na sondagem do furo SM-02, em cotas mais elevadas.

O nível d'água foi encontrado na camada de rocha fraturada, o que indica que o nível freático na área de estudo deve ser controlado pela presença dessas discontinuidades na rocha. O nível d'água não foi encontrado na sondagem SM-01A, contudo foi sugerida a continuidade do mesmo ao longo do perfil, com incerteza da profundidade exata no qual se encontra. Na sondagem SM-01A é provável que a presença das fraturas tenha deixado o nível freático mais profundo. Além disso, o furo SM-01A apresentou uma camada de rocha extremamente alterada mais fina, contudo como a transição entre as camadas de solo residual e rocha extremamente alterada é gradual, ela também não é exata.

O perfil E-W foi elaborado com base nos furos de sondagem SM-01 e SM-02, ao longo da linha LV-02 (FIGURA 58). A sondagem SM-01 foi deslocada da sua posição original para que o perfil pudesse ser desenvolvido. Como descrito, o perfil E-W apresentou uma camada de solo coluvionar nas cotas mais altas, com espessura de 2,00 a 4,00 m. O nível freático foi identificado também na rocha fraturada. No geral, os furos de sondagem apresentaram uma boa correlação entre as camadas.

FIGURA 58 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E-W - LINHA LV-02



FONTE: A AUTORA (2019).

### 5.2.2. Penetrômetro dinâmico leve

As principais informações de cada furo de sondagem com penetrômetro dinâmico leve (DPL) compreende a profundidade de investigação alcançada, coordenadas UTM (Datum SIRGAS 2000) e cota (TABELA 15). Os furos de sondagem DPL-01 e DPL-05 foram repetidos e deslocados pois atingiram o impenetrável em uma profundidade muito superficial. Desta forma, o deslocamento e a repetição dos furos permitiram diferenciar a presença de blocos de rocha ou do topo rochoso.

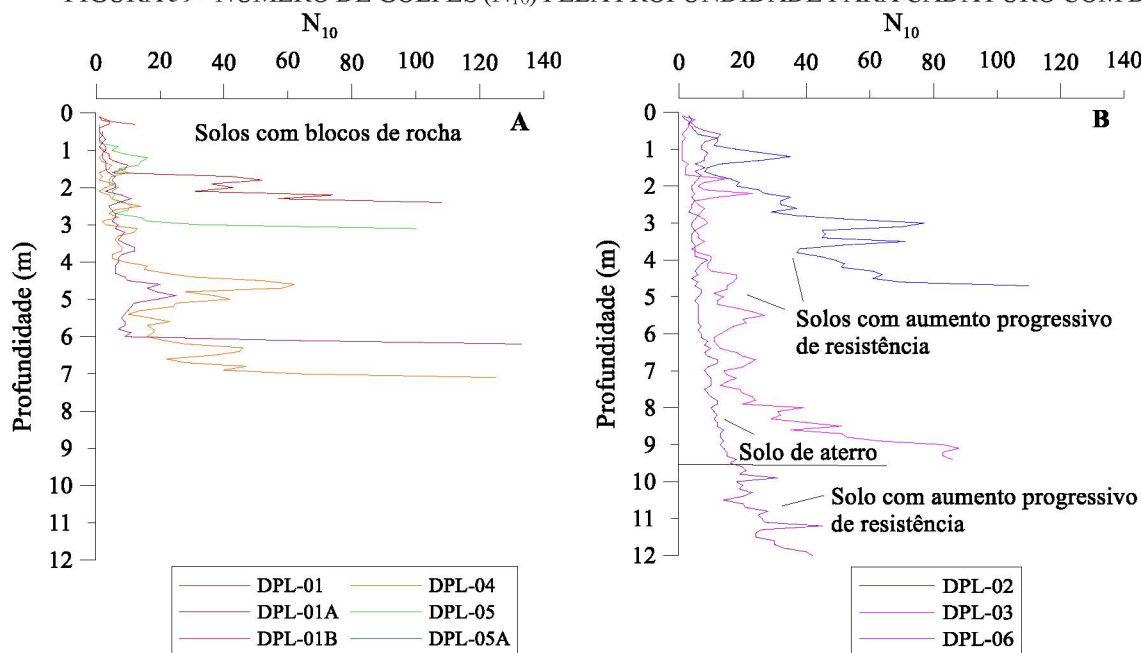
TABELA 15 - RESUMO GERAL DAS SONDAgens COM DPL

Furo de sondagem	Prof. (m)	Coordenadas UTM		Cota (m)
		Norte	Leste	
DPL-01	0,30	7137533,30	707186,40	602,76
DPL-01A	2,40	7137545,27	707186,22	602,49
DPL-01B	6,20	7137555,82	707186,35	609,51
DPL-02	4,70	7137338,47	707110,94	539,54
DPL-03	9,40	7137685,86	707073,67	581,81
DPL-04	7,10	7137347,39	707216,00	614,92
DPL-05	3,10	7137477,62	707377,42	701,81
DPL-05A	5,90	7137482,21	707376,79	704,00
DPL-06	12,00	7137581,38	707002,80	542,46

FONTE: modificado de FUGRO (2019).

O nível d'água não foi identificado em nenhum dos furos de sondagem, o que é condizente com as informações obtidas pelas sondagens à percussão SPT. Nestas, o nível d'água foi encontrado em maiores profundidades (acima de 10,00 m). Apenas o furo DPL-06 atingiu a profundidade máxima sugerida na literatura de 12,00 m, porém o mesmo foi executado na pista sul da rodovia.

A variação do número de golpes ( $N_{10}$ ) obtida para cada furo de sondagem é apresentada por curvas nos gráficos de acordo com as profundidades de investigação atingidas (FIGURA 59). As curvas dos furos de sondagem DPL-02, DPL-03 e DPL-06 foram separadas do restante dos resultados por apresentarem uma configuração similar e para uma melhor visualização dos dados.

FIGURA 59 - NÚMERO DE GOLPES ( $N_{10}$ ) PELA PROFUNDIDADE PARA CADA FURO COM DPL

FONTE: A AUTORA (2019).

Os furos de sondagem DPL-03 e DPL-06 atingiram as maiores profundidades de investigação, enquanto que considerando os furos restantes a profundidade máxima atingida não ultrapassou 7,50 m. No gráfico A é possível observar que as curvas apresentaram, no geral, um aumento de resistência repentino indicado pela presença de uma reta ao final de cada curva que corresponde à última profundidade atingida. Já no gráfico B, com exceção da curva do DPL-06, as sondagens apresentaram um aumento de resistência ao longo da profundidade de investigação, apesar dos furos DPL-02 e DPL-03 também terem apresentado um leve aumento brusco da mesma ao final dos ensaios.

O furo DPL-01 foi repetido e deslocado duas vezes (DPL-01A e DPL-01B), devido ao impenetrável ter sido atingido em uma profundidade mais rasa. A cada deslocamento houve um aumento da penetração do equipamento, até 6,20 m para o DPL-01B. Este aumento da penetração indica que o topo rochoso não foi atingido pelo equipamento e que provavelmente o impenetrável refere-se a presença de blocos de rocha no solo em diferentes profundidades. A sondagem DPL-05 apresentou o mesmo comportamento, também tendo sido deslocada e repetida.

O furo DPL-02 apresentou um aumento progressivo da resistência com a profundidade, com picos nas profundidades de 1,00, 3,00 e 3,50 m. O aumento contínuo da resistência pode indicar a presença de um solo originado pela alteração da rocha localizada a maiores profundidades, desta forma a resistência diminui conforme a alteração no perfil de solo aumenta.



A sondagem DPL-06 apresentou resistência menor ( $N_{10} < 20$ ) até aproximadamente 9,5 m, com uma boa penetração do equipamento de ensaio. Considerando a posição em que o furo foi executado essa menor resistência pode estar ligada com um material mais argiloso, possivelmente relacionado com material de aterro da rodovia. A partir de 9,5 m a sondagem apresentou um aumento da resistência até 12 m.

Destaca-se que os cálculos de resistência de ponta dinâmica e atrito lateral apresentados no subitem 2.4.3 não puderam ser aplicados, uma vez que o equipamento não apresentava a medida de torque, necessária para a aplicação das equações.

No geral, as sondagens permitiram a identificação de blocos de rocha (matacões), sendo fundamental sua interpretação ser complementada pelos outros métodos de investigação aplicados neste trabalho.

### 5.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Após a definição das interfaces sísmicas e das feições geoeletricas, as sondagens diretas foram sobrepostas nos perfis geofísicos. Desta forma, foi possível associar as características geofísicas dos materiais com as informações obtidas por meio da coleta de amostras de solo pelas sondagens mistas. Apesar do penetrômetro dinâmico leve não compreender a coleta de amostras de solo, com as informações das camadas obtidas pelas sondagens mistas foi possível inferir o comportamento destas nos ensaios com DPL. É importante enfatizar que as observações de campo foram primordiais para a construção dos perfis geológicos-geotécnicos, assim como o cruzamento das linhas geofísicas.

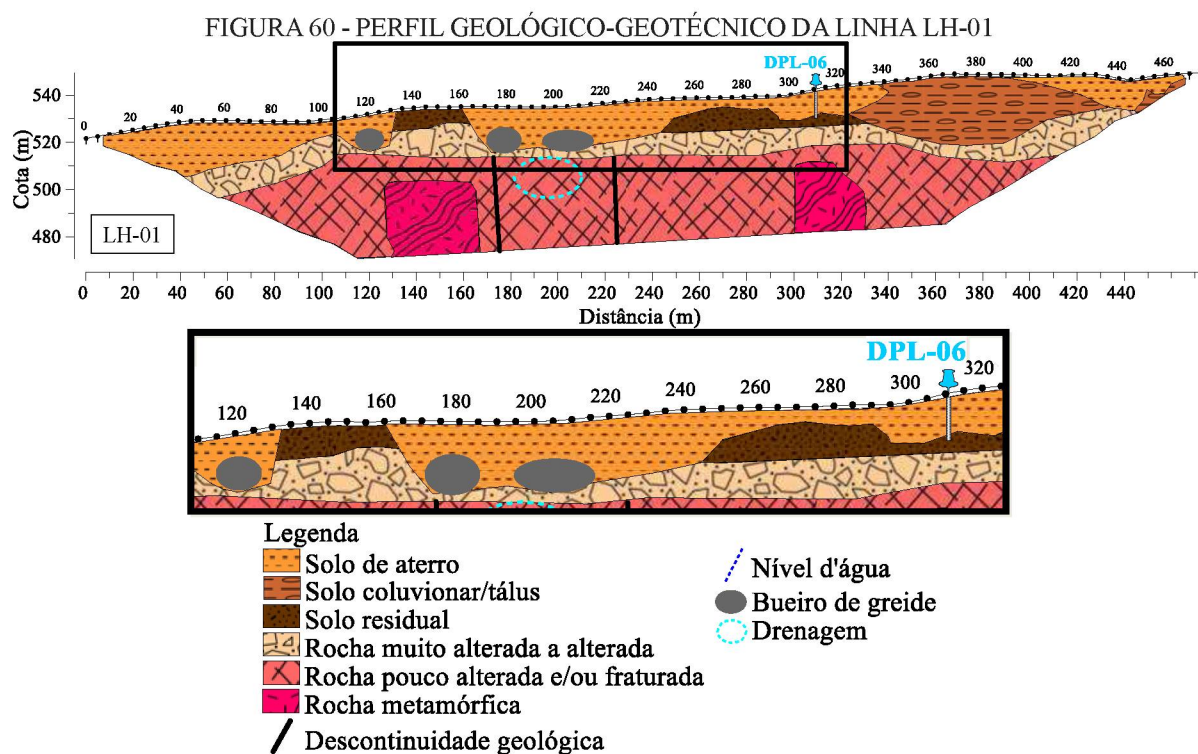
Contudo, também é válido ressaltar que a profundidade atingida pelos ensaios geofísicos é muito maior quando comparada com a profundidade de investigação das sondagens mistas. Desta forma, os perfis foram interpretados com simplificações, uma vez que para um maior detalhamento seria necessária uma maior quantidade de informações diretas, atingindo profundidades maiores, o que tornaria o estudo oneroso. Os perfis geológicos-geotécnicos apresentaram três diferentes camadas de solos, duas camadas diferenciadas pelo grau de intemperismo na rocha e uma última unidade de rocha sem alteração. Também foi possível identificar estruturas geológicas, drenagens, nível d'água, entre outros.

Na sequência é apresentada a caracterização geológico-geotécnica dos perfis de investigação, destacando-se os principais critérios adotados para inferir a presença de cada unidade. O Apêndice 4 apresenta a caracterização geológico-geotécnica de todas as linhas de investigação, além dos perfis pretéritos da interpretação, os quais compreendem a combinação

dos perfis geofísicos de eletrorresistividade e sísmica de refração, sondagens mistas e penetrômetro dinâmico leve.

O nível d'água foi indicado a partir das sondagens SM-01 e SM-02 e foi extrapolado ao longo dos perfis em que os furos de sondagens foram executados (LH-02, LV-02 e LV-03). Como já abordado anteriormente, o nível d'água na área de estudo está localizado na camada de rocha fraturada, sendo sua posição controlada por este fraturamento. Desta forma, é coerente que a partir do medidor localizado na área de estudo (subitem 3.3) não se tenha obtido nenhuma leitura ao longo dos anos da posição do lençol freático, uma vez que este instrumento se encontra em menor profundidade.

Na linha de investigação LH-01 a camada de aterro foi definida por apresentar valores de velocidade sísmica baixos, dentro da faixa de valores determinada para solos (até a primeira interface). Além disso, apresentou valores de resistividade baixos, entre 50 e 250 Ohm.m (feição 1), característica de solos com maior teor de argila. A camada também foi inferida pela interpretação do ensaio DPL-06, o qual apresentou uma maior penetrabilidade no solo, em comparação aos outros ensaios com penetrômetro dinâmico, e sem picos de resistência do solo até em torno de 9,5 m. Nos resultados de eletrorresistividade deste perfil também foram identificadas anomalias de altos valores com forma ovalada, as quais foram associadas a presença de bueiros de greide, também observados em campo (FIGURA 60).



Considerando a localização da linha próximo à rodovia e por meio de observações de campo, foi possível confirmar a presença da camada de solo de aterro (FIGURA 61).

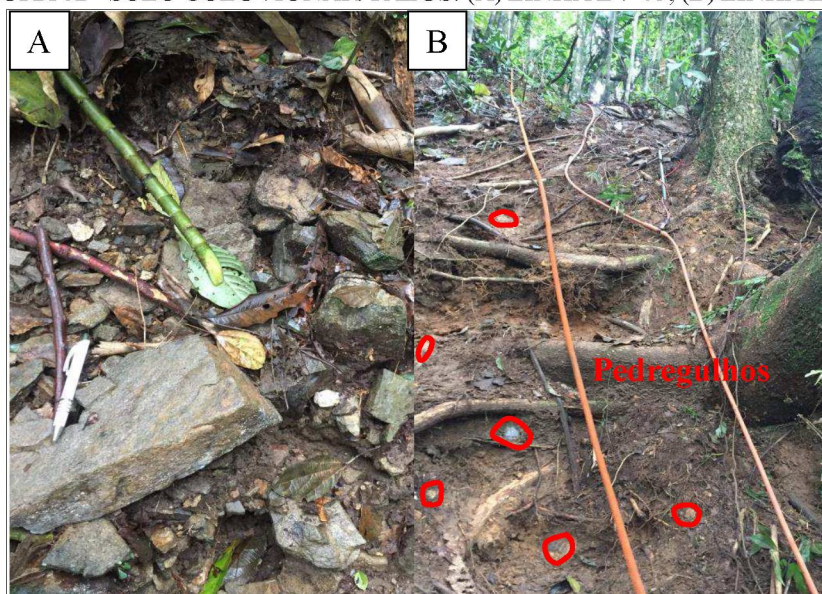
FIGURA 61 - ATERRO PRÓXIMO A RODOVIA NA LINHA LH-01



FONTE: A AUTORA (2019).

Como os depósitos coluvionares/tálus apresentam uma composição granulométrica variada, argilo-silto-arenosa com a presença de fragmentos de rocha e os tálus ainda podem apresentar fragmentos e blocos de rocha centimétricos a decimétricos (FIGURA 62), a resposta geofísica destes materiais foi associada com a feição 3 do ensaio de eletrorresistividade. A presença desta camada também foi limitada aos baixos valores de velocidade sísmica, até a primeira interface.

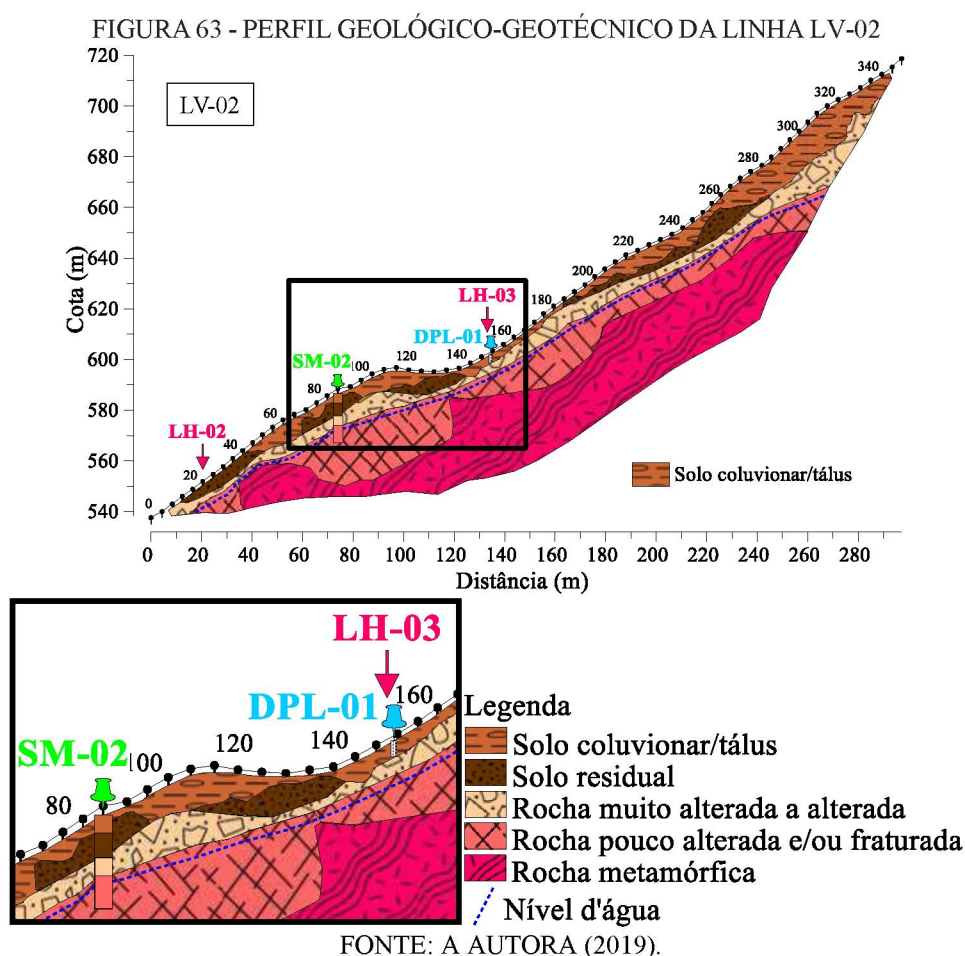
FIGURA 62 - SOLO COLUVIONAR/TÁLUS: (A) LINHA LV-03, (B) LINHA LV-04



FONTE: A AUTORA (2019).



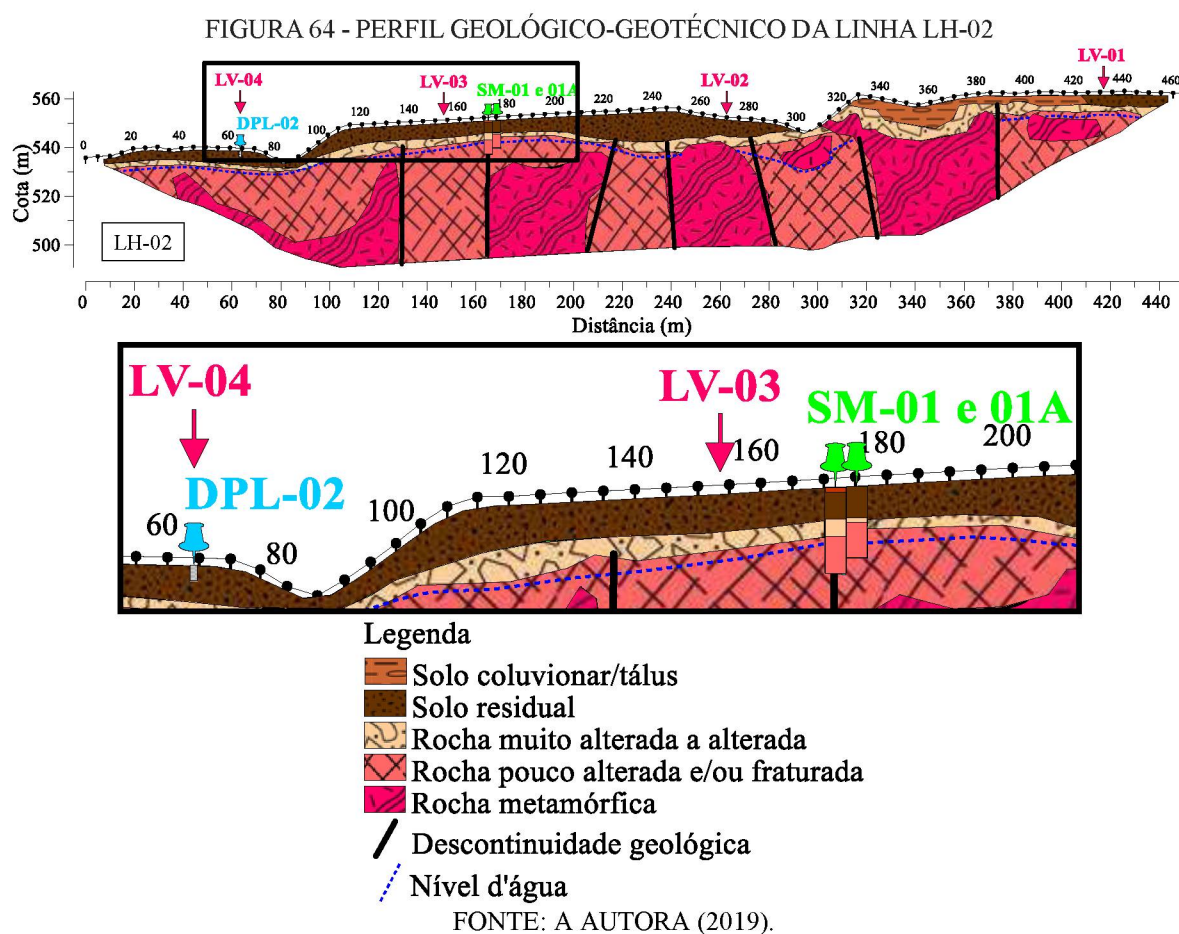
A resposta geofísica da camada de solo coluvionar/tálus foi confirmada com o posicionamento da sondagem mista SM-02 no perfil geofísico da linha LV-02 (FIGURA 63). As sondagens com penetrômetro dinâmico leve DPL-01, DPL-04 e DPL-05 também foram relacionadas com essa camada, uma vez que apresentaram picos bruscos de resistência, possivelmente devido à presença de blocos de rocha. Além disso, os ensaios DPL-01 e DPL-05 apresentaram diferentes profundidades máximas de investigação quando deslocados, confirmando que blocos de rocha teriam impedido a continuidade do ensaio e não a presença do topo rochoso.



O solo residual foi relacionado com a feição geofísica 2 do ensaio de eletrorresistividade e limitado também pela primeira interface sísmica. Os valores de resistividade da feição 2, como comentado anteriormente, são característicos de solos não saturados e zonas de transição solo-rocha. Desta forma, a camada de rocha muito alterada a alterada também foi inferida por meio da feição 2 da eletrorresistividade. As interfaces sísmicas não foram utilizadas como limitantes para essa camada, uma vez que a transição de solo residual para rocha muito alterada a alterada e posteriormente para rocha pouco alterada

é gradual e não abrupta.

Assim, os limites traçados entre estas unidades nos perfis foram apenas inferidos e são mais ilustrativos, podendo ser deslocados para cima ou para baixo. Ressalta-se que para uma maior exatidão destas transições seria necessária uma maior quantidade de sondagens. A resposta geofísica destas camadas foi confirmada pelo posicionamento das sondagens mistas nos perfis geofísicos LH-02 (FIGURA 64), LV-02 e LV-03. As sondagens DPL-02 e DPL-03 também ajudaram a identificar a distribuição da camada de solo residual nos perfis das linhas LH-02 e LV-01.



Registros fotográficos feitos durante as obras de retaludamento na área de estudo mostram evidências da presença do solo residual nos perfis LH-02, e no cruzamento deste com as linhas LV-02 e LV-03. Os solos residuais de gnaiss, muito argilosos, tendem a apresentar coloração amarelada ou avermelhada. Como característica principal, estes solos evidenciam estruturas reliquias da rocha matriz na forma de filmes e/ou manchas de colorações claras alternados com filmes e/ou manchas de colorações avermelhadas a amareladas (ALS, 2015) (FIGURA 65).

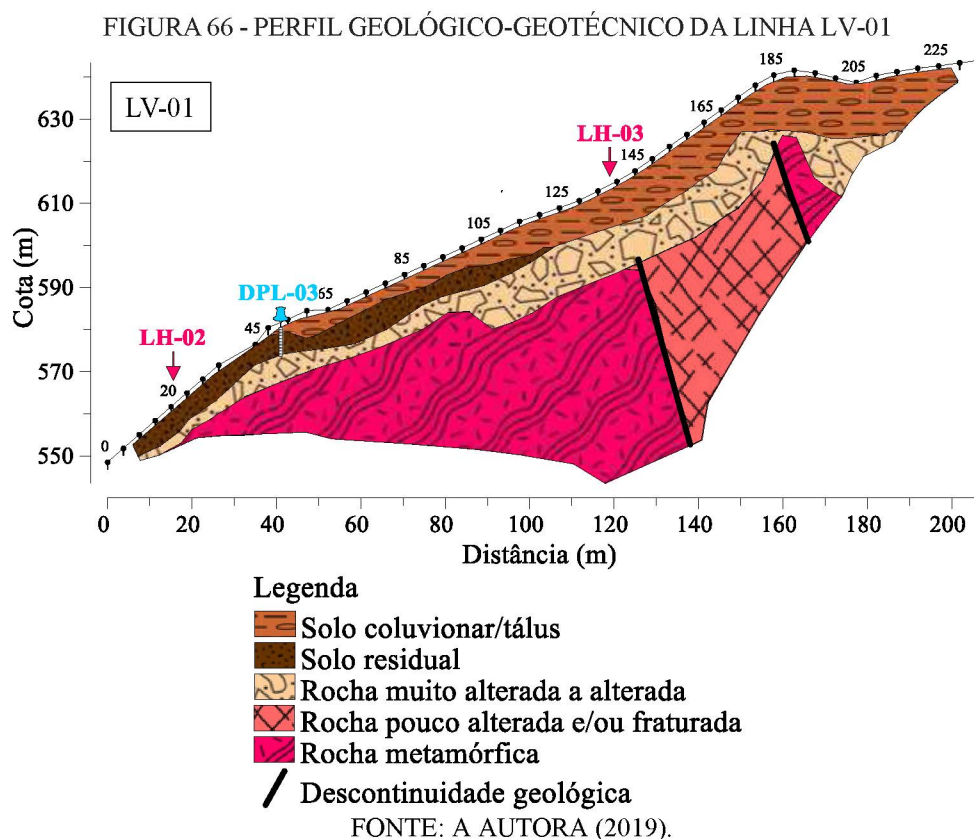


FIGURA 65 - SOLO RESIDUAL NA LINHA LH-02, COM MANCHAS DE COLORAÇÃO CLARA ALTERNADAS COM COLORAÇÕES AVERMELHADAS A AMARELADAS



FONTE: ALS (2012).

As porções de rocha pouco alterada e/ou fraturada foram associadas com o intervalo entre a transição de rocha muito alterada a alterada para rocha sã. Como descrito no subitem 5.2.1, todos os testemunhos das sondagens mistas coletados com sondagem rotativa apresentaram rocha alterada muito fraturada. A feição 3, conforme abordado anteriormente, também foi identificada em profundidade na maior parte dos perfis, com valores de resistividade entre 1000 a 5500 Ohm.m, geralmente com geometria subvertical a vertical, principalmente nas linhas LV-01 (FIGURA 66), LH-02, LH-03.



Tais características foram interpretadas como indicativas de rocha fraturada e/ou alterada, com aumento de saturação nas zonas fraturadas, o que causa uma diminuição nos valores de resistividade quando comparado com os valores da rocha sã. Além disso, as velocidades sísmicas não apresentaram nenhuma variação nessas zonas com geometria subvertical a vertical, o que também indica que há a continuidade do topo rochoso nas mesmas. A presença de rocha fraturada e/ou alterada também foi determinada pelos dados das sondagens mistas. Ainda, os registros fotográficos da obra de retaludamento no local indicam a presença de rocha muito fraturada (FIGURA 67), concordante com as observações dos afloramentos de campo e com os testemunhos de sondagem rotativa. Vogt (2012) também realizou ensaios geofísicos de eletrorresistividade próximo a BR-277, na Serra do Mar paranaense no município de Morretes. A autora também observou a presença de descontinuidades preenchidas por água, as quais tinham forte influência, segundo Vogt (2012), na movimentação do solo.

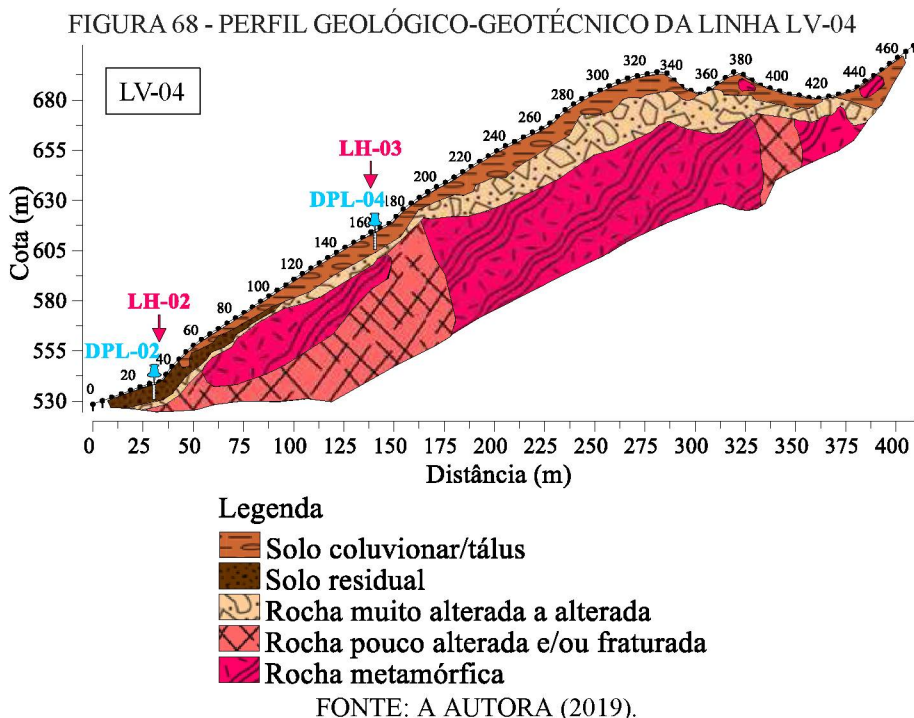
FIGURA 67 - ROCHA FRATURADA COM ALTERAÇÃO EXPOSTA DURANTE O RETALUDAMENTO APÓS A RUPTURA DE 2011



Rocha fraturada com alteração

FONTE: ALS (2012).

Por fim, a rocha metamórfica muito pouco alterada a sã foi correlacionada com a feição 4 da eletrorresistividade e, no geral, foi definida abaixo da segunda interface sísmica. Salienta-se que os desenhos de preenchimento da rocha nos perfis geológicos-geotécnicos foram inseridos apenas com fins ilustrativos e que a direção destas lineações não indicam a direção de estruturas observadas na rocha. Nenhuma das sondagens atingiram esta camada do perfil geológico-geotécnico, portanto, sua interpretação foi totalmente baseada nos dados geofísicos (FIGURA 68).



No perfil da linha LV-03, em torno da cota de 640 m, a geofísica de eletrorresistividade indicou a presença de um afloramento rochoso na superfície (FIGURA 69), o que é coerente com as observações de campo. Durante a execução dos ensaios geofísicos nesta linha houve dificuldade em transitar neste perfil em torno desta altitude, pela necessidade de caminhar em afloramento rochoso alterado (FIGURA 70).

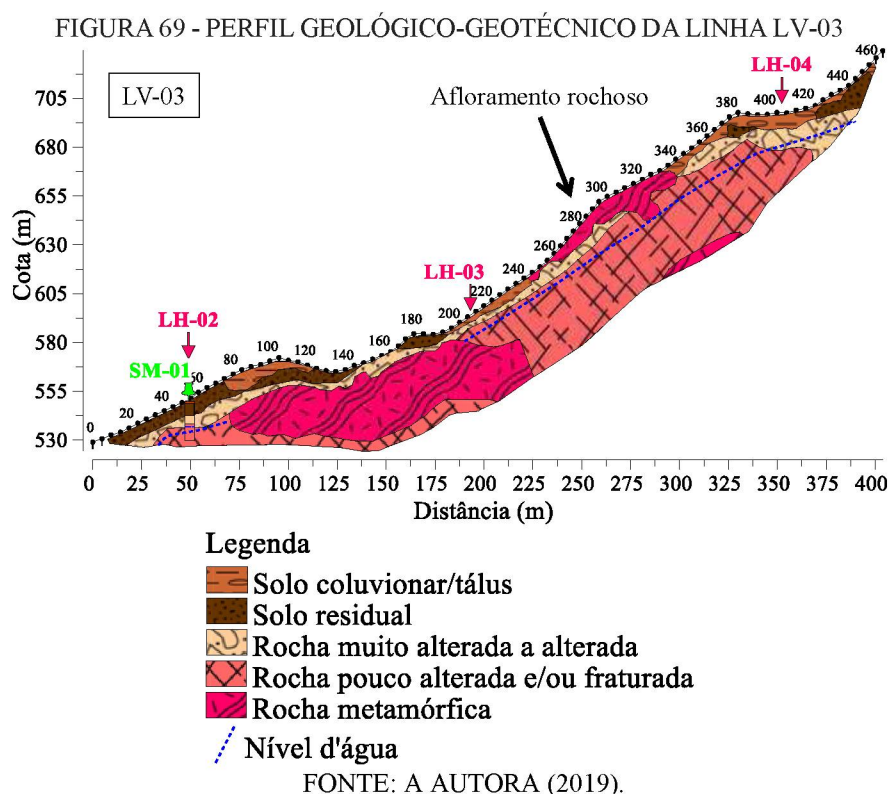




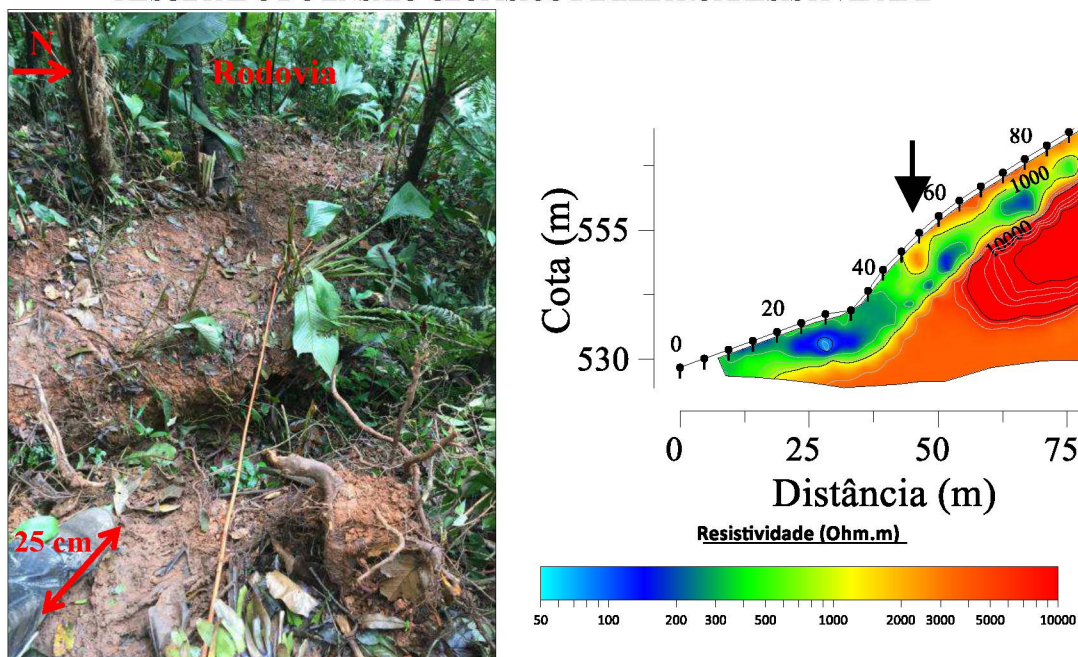
FIGURA 70 - AFLORAMENTO ROCHOSO NA LINHA LV-03



FONTE: A AUTORA (2019).

Também durante a execução dos trabalhos de campo, foi observada na linha LV-04 a presença de uma possível fenda de tração que pode ser indicativa de um processo de instabilidade já iniciado no local. Esta fenda pode também ter sido indicada no resultado geofísico desta mesma linha pelo aumento do valor de resistividade em torno da cota altimétrica onde foi registrada (FIGURA 71).

FIGURA 71 - POSSÍVEL FENDA DE TRAÇÃO NA LINHA LV-04 E INDICATIVO DA MESMA NO RESULTADO DO ENSAIO GEOFÍSICO DE ELETRORRESISTIVIDADE

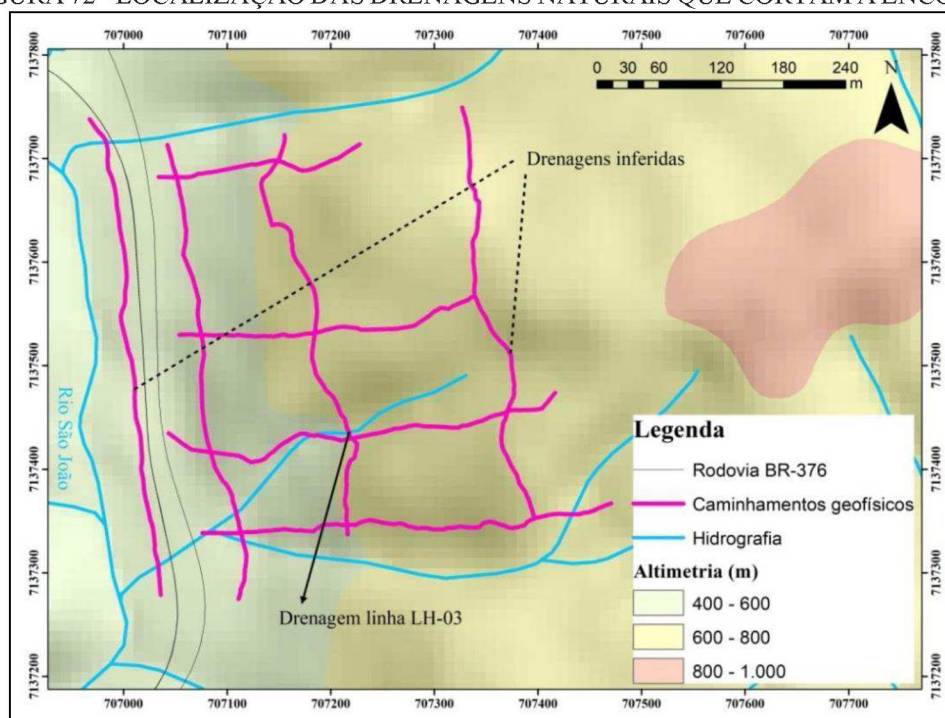


FONTE: A AUTORA (2019).

Nos perfis geofísicos das linhas LH-01, LH-03 e LH-04 valores baixos de

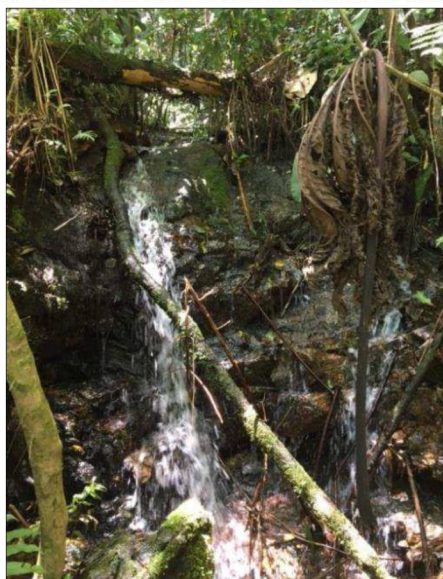
resistividade localizados em regiões pontuais dos perfis foram relacionados com corpos d'água (drenagens naturais) que cortam a encosta em estudo e que foram atravessadas pelas linhas de investigação. Em campo foram observadas quedas d'água sobre afloramento rochoso (FIGURAS 72 E 73). Contudo, apenas a drenagem da linha LH-03 foi confirmada por meio da base de dados da hidrografia, a qual foi cedida pelo LAGEO (2017), do Programa Pró-Atlântica da Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos do estado do Paraná.

FIGURA 72 - LOCALIZAÇÃO DAS DRENAGENS NATURAIS QUE CORTAM A ENCOSTA



FONTE: A AUTORA (2019).

FIGURA 73 - QUEDA D'ÁGUA LOCALIZADA NA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A AUTORA (2019).



No geral, a definição das principais feições geofísicas e sua combinação com os dados de sondagens diretas permitiu o desenvolvimento dos perfis geológicos-geotécnicos de cada linha analisada, considerando os cruzamentos das mesmas. As observações de campo também serviram como guias na interpretação das informações da subsuperfície. No total foram obtidas 4 feições geofísicas de eletrorresistividade que foram correlacionadas com as 3 interfaces sísmicas definidas de acordo com informações da literatura. As sondagens mistas indicaram a presença de solos coluvionares/tálus, solos residuais, camadas de alteração da rocha, rocha muito fraturada e a posição do lençol freático. Estas informações foram primordiais para as interpretações dos dados geofísicos. As sondagens com penetrômetro dinâmico leve serviram como base para a definição da continuidade das camadas ao longo dos perfis. Por meio deste conjunto de informações, também foi possível identificar estruturas que podem ter influência nas condições de estabilidade da encosta, como estruturas geológicas e fenda de tração, também observada em campo.

#### 5.4. ANÁLISE ESTRUTURAL E CINEMÁTICA

A seguir são descritas as análises estruturais e cinemáticas realizadas a partir das medições das descontinuidades feitas em campo. A primeira trata dos aspectos estruturais identificados por meio dos dados geofísicos e sua relação com as medidas de campo e a geologia estrutural regional da área de estudo. Já a análise cinemática descreve a estabilidade dos afloramentos rochosos na encosta. Para a análise estrutural foi considerada a disposição da encosta no domínio 2 (subitem 4.2), uma vez que os perfis geofísicos foram desenvolvidos na área com disposição semelhante a este domínio. Já a análise cinemática foi realizada considerando a compartimentação da encosta em dois domínios.

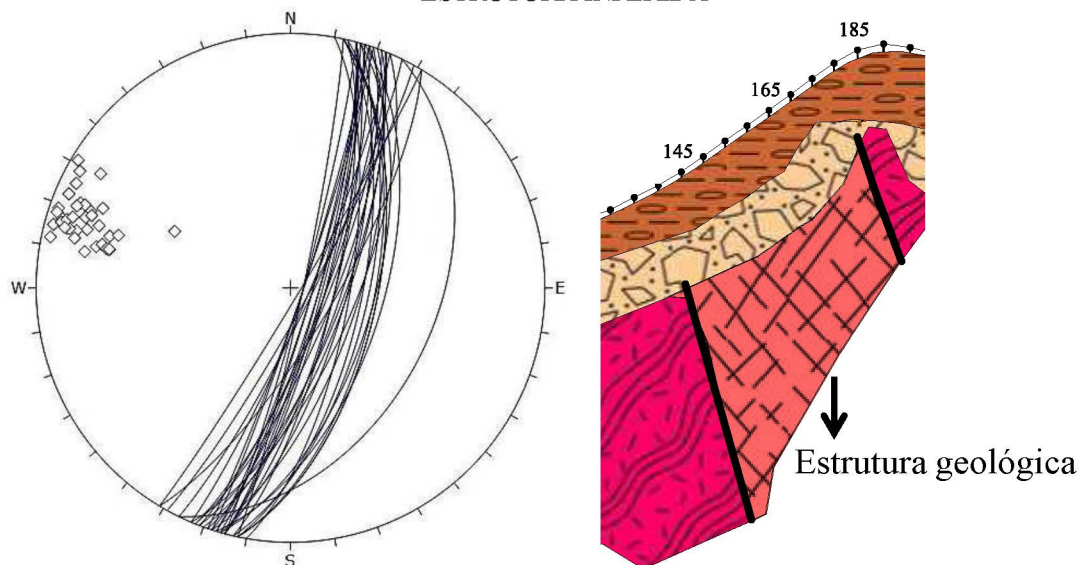
- Análise estrutural dos dados geofísicos

A interpretação dos dados geofísicos indicou a presença de estruturas geológicas nos perfis geológicos-geotécnicos, principalmente das linhas LV-01, LH-02 e LH-03, relacionados com quedas abruptas de resistividade. Tais estruturas foram relacionadas com a presença de zonas de fraturamento na rocha. Com relação às medições de campo, foram identificadas três famílias de fraturas com atitudes concordantes com as observadas nos perfis geológicos-geotécnicos.

A família 1 apresenta atitude média global de 75/108, concordante com a direção e mergulho da estrutura na linha LV-01 (FIGURA 74). A foliação da rocha metamórfica também apresenta alguns planos com atitudes semelhantes à família 1, o que indica essa

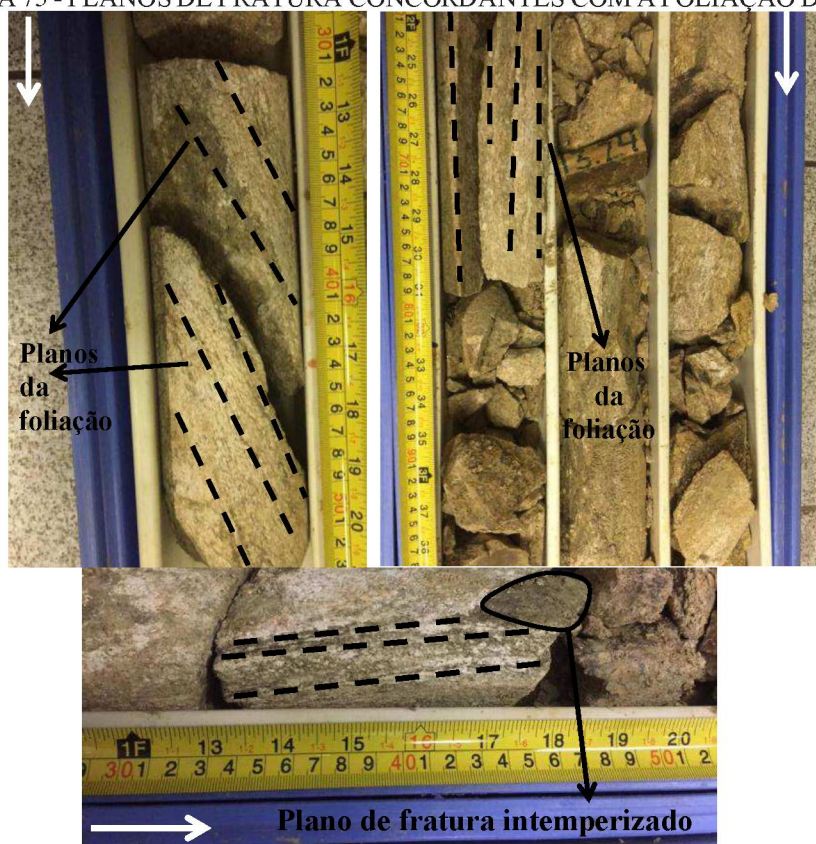
estrutura como um plano de fraqueza da rocha (FIGURA 75).

FIGURA 74 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DA FAMÍLIA 1 E LINHA LV-01 COM DESTAQUE PARA ESTRUTURA INFERIDA



FONTE: A AUTORA (2019).

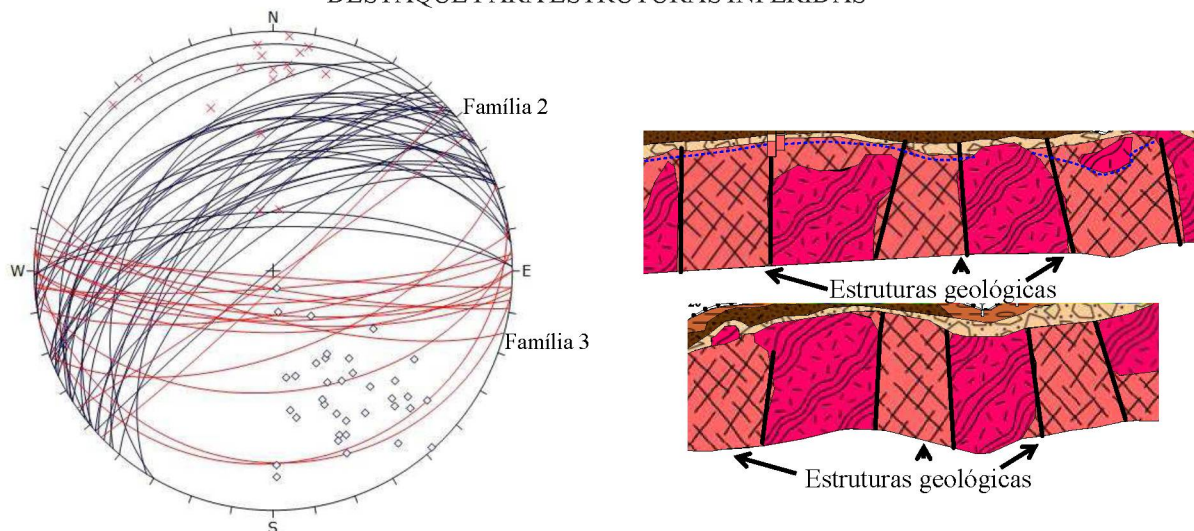
FIGURA 75 - PLANOS DE FRATURA CONCORDANTES COM A FOLIAÇÃO DA ROCHA



FONTE: A AUTORA (2019).

As famílias 2 e 3, com atitudes média globais de 51/330 e 67/180, apresentam relação com as estruturas identificadas nos perfis das linhas LH-02 e LH-03, transversais à linha LV-01 (FIGURA 76).

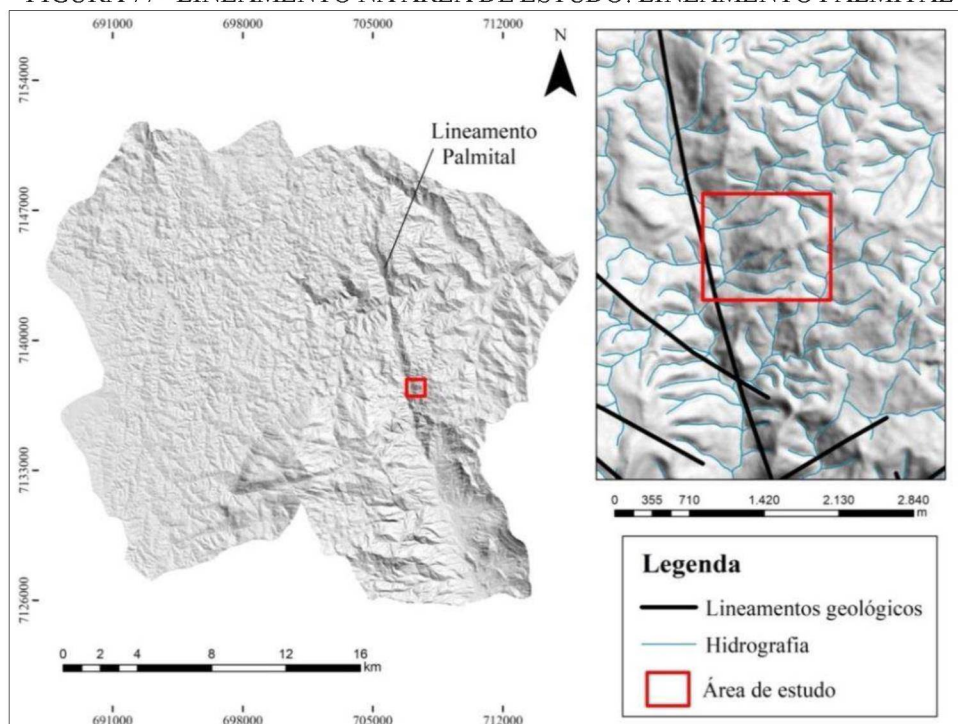
FIGURA 76 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DAS FAMÍLIAS 2 E 3, LINHAS LH-02 E LH-03 COM DESTAQUE PARA ESTRUTURAS INFERIDAS



FONTE: A AUTORA (2019).

As estruturas identificadas podem estar relacionadas com o contexto geológico regional das zonas de cisalhamento transcorrentes Palmital e Alexandra, conforme descrito por Siga Júnior (1995) e Cury (2009) (FIGURA 77). O Lineamento Palmital marca o contato na porção sul-sudoeste das rochas gnáissico-granulíticas da Microplaca Luis Alves e o Terreno Paranaguá. De acordo com Siga Júnior (1995), nas porções próximas ao Lineamento predominam rochas miloníticas com lineações minerais que sugerem uma tectônica de cisalhamento com importante componente lateral.

FIGURA 77 - LINEAMENTO NA ÁREA DE ESTUDO: LINEAMENTO PALMITAL



FONTE: A AUTORA (2019).



- Análise cinemática

As discontinuidades geológicas presentes nos maciços rochosos podem representar planos preferenciais de deslocamento, controlando a geometria e o tipo do deslizamento. Além disso, ao longo dessas estruturas os parâmetros de resistência da rocha são menores. Poucos estudos na literatura avaliaram as condições das discontinuidades e sua influência nos processos de instabilidade registrados ao longo da Serra do Mar, apesar do controle estrutural evidente na região. Neste estudo, as medidas da direção e inclinação da encosta abrangeram a compartimentação da área de estudo em 2 domínios (subitem 4.2), já o ângulo de atrito do material foi definido com base no estudo de Li *et al.* (2004), o qual definiu parâmetros de resistência de planos de fraturas em migmatitos por meio de ensaios de laboratório (TABELA 16).

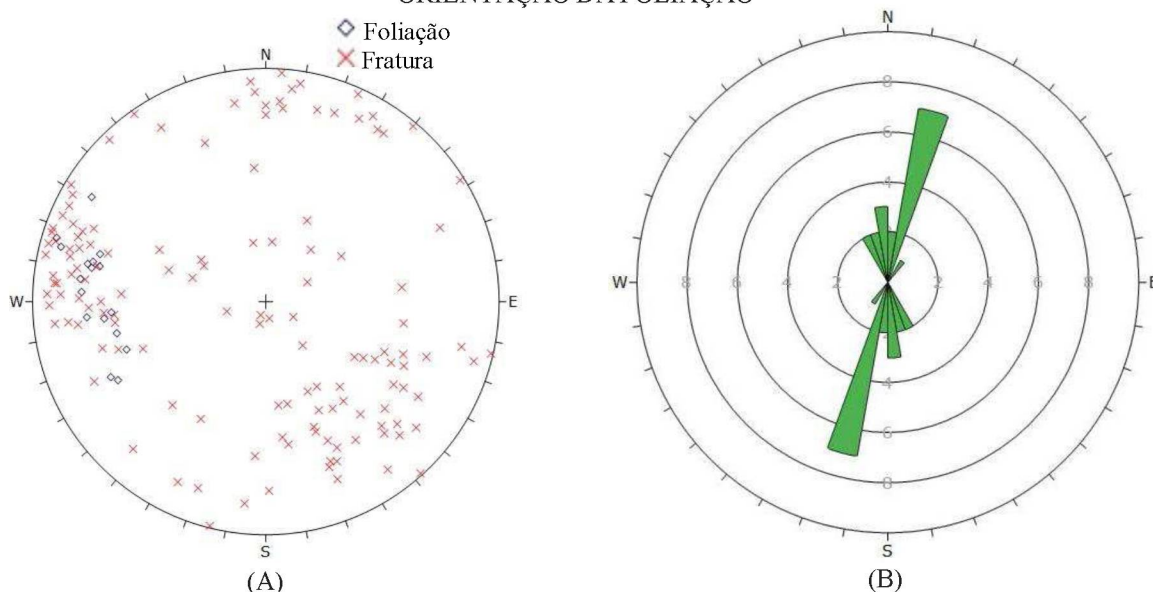
TABELA 16 - RESUMO DOS DADOS APLICADOS NA ANÁLISE CINEMÁTICA

Domínio	Talude		Ângulo de atrito (°)
	Mergulho	Direção do mergulho	
1	50	316	29
2	41	265	29

FONTE: A AUTORA (2019).

Para ambos os domínios as medições foram divididas em fraturas e foliação/bandamento (FIGURAS 78 e 80 - A). No domínio 1, a foliação apresentou orientação principal para NE-SW, coerente com o indicado pela literatura (MINEROPAR, 2005). Entretanto, algumas orientações para NW-SE também foram registradas (FIGURA 78 - B).

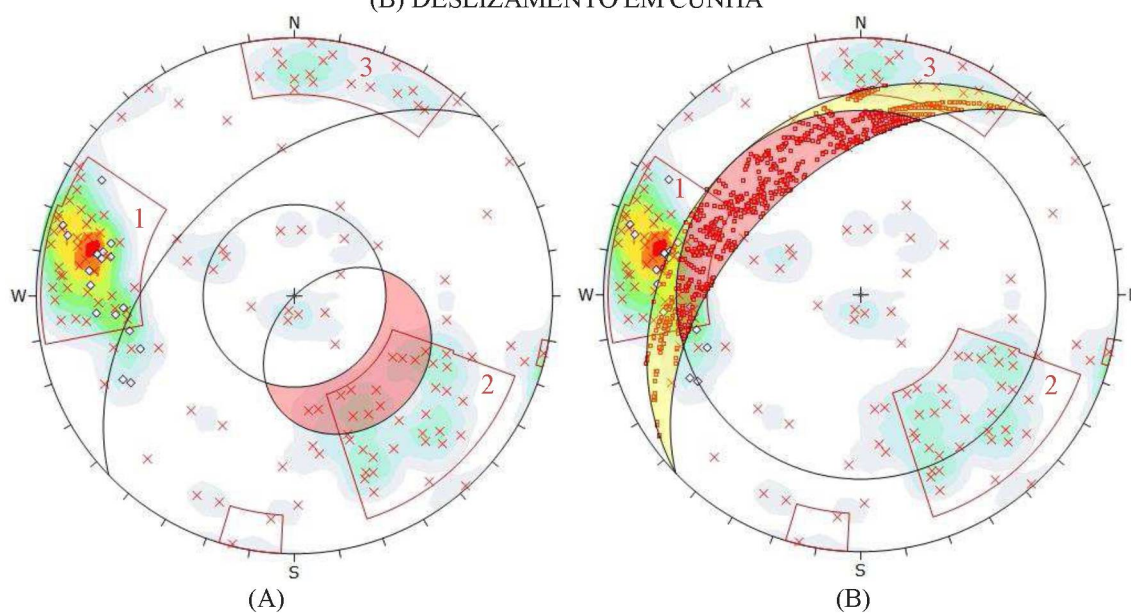
FIGURA 78 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DO DOMÍNIO 1 E DIAGRAMA DE ROSETA COM A ORIENTAÇÃO DA FOLIAÇÃO



FONTE: A AUTORA (2019).

Três conjuntos principais de medições foram identificados, sendo que a maior concentração de polos (51 polos) está associada ao conjunto 1. A foliação da rocha também está associada com a família de fraturas representada por este conjunto. A análise cinemática para escorregamento planar indicou o conjunto 2 como mais suscetível para este tipo de movimentação, com 30,30% dos polos inseridos na zona crítica. Entretanto, a concentração máxima de polos ficou fora da zona crítica na projeção e apenas 7,79% dos polos totais encontraram-se nesta zona. Os polos referentes à foliação (bandamento) ficaram distantes da zona crítica, indicando que esta estrutura não tem propensão em causar este tipo de deslizamento (FIGURA 79 - A). No caso da análise para deslizamento em cunha, apenas 8,83% das intersecções (11.781 intersecções) ficaram dentro da zona crítica (FIGURA 79 - B).

FIGURA 79 - ANÁLISE CINEMÁTICA DO DOMÍNIO 1: (A) DESLIZAMENTO PLANAR, (B) DESLIZAMENTO EM CUNHA

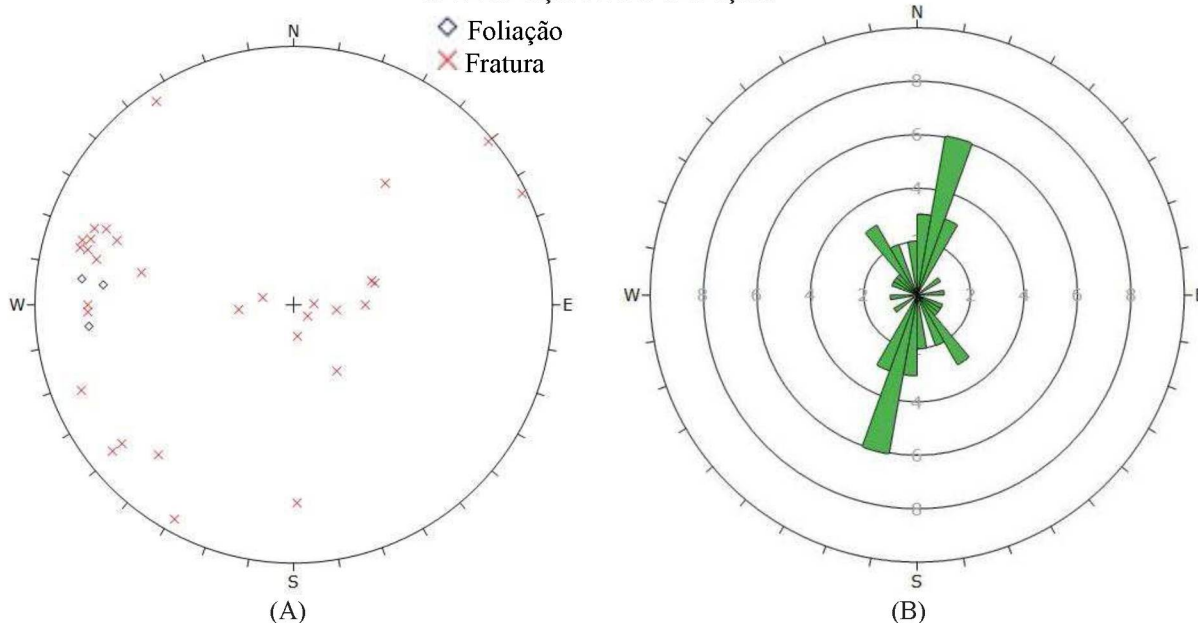


FONTE: A AUTORA (2019).

O domínio 2 apresentou um menor número de medições de campo, principalmente devido ao menor tamanho do afloramento de rocha exposto. Apesar disso, as principais orientações obtidas são similares às do domínio 1, NE-SW (FIGURA 80 - B). A concentração de polos é coincidente com o conjunto 1 do domínio 1, assim como a orientação da foliação.



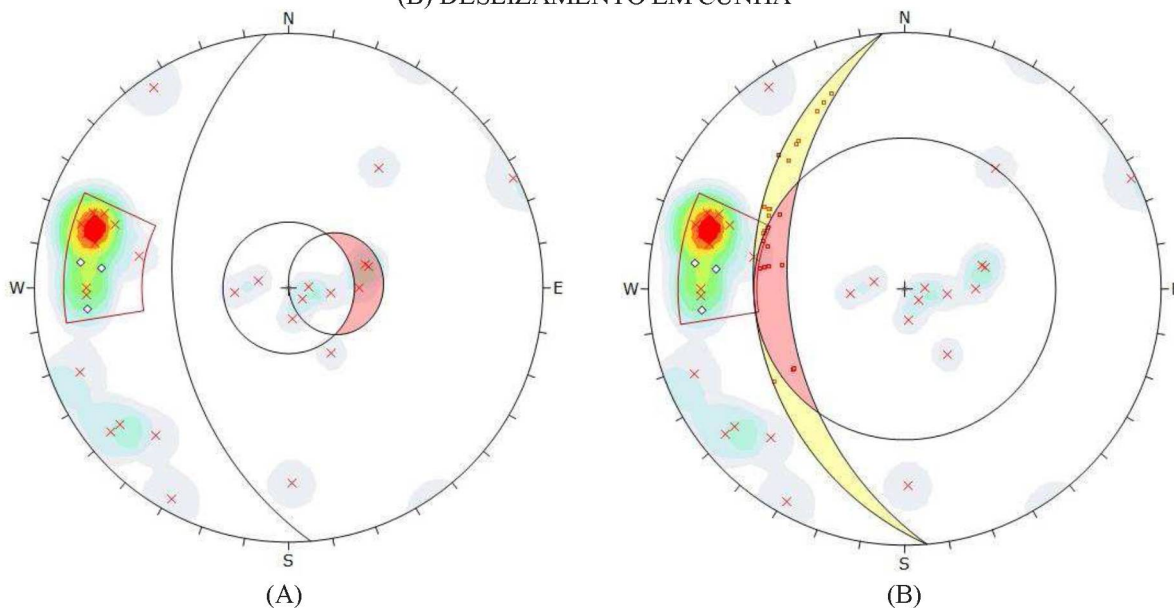
FIGURA 80 - PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA DO DOMÍNIO 2 E DIAGRAMA DE ROSETA COM A ORIENTAÇÃO DA FOLIAÇÃO



FONTE: A AUTORA (2019).

Com relação à análise cinemática, para deslizamento planar 9,38% dos polos totais caíram dentro da zona crítica (FIGURA 81 - A). Devido à pequena quantidade de medições não foi possível afirmar que estes polos estão associados com alguma família de fraturas. Assim como para o domínio 1, a concentração máxima de polos ficou fora da zona crítica. Já para deslizamento em cunha, 5,24% das intersecções (496 intersecções) foram plotadas dentro da zona crítica. É válido ressaltar que devido à pouca quantidade de medições, um maior número de intersecções poderia estar inserido na zona crítica (FIGURA 81 - B).

FIGURA 81 - ANÁLISE CINEMÁTICA DO DOMÍNIO 2: (A) DESLIZAMENTO PLANAR, (B) DESLIZAMENTO EM CUNHA



FONTE: A AUTORA (2019).

Admassu (2010) propôs uma análise quantitativa da análise cinemática baseada em índices de ruptura para deslizamento planar (IRP) e para deslizamento em cunha (IRC). Os índices são calculados pela relação das descontinuidades críticas totais ou intersecções críticas totais pelo total das descontinuidades ou intersecções avaliadas. De acordo com o autor, índices menores que 0,1 são aceitáveis, indicando uma probabilidade de ocorrência do deslizamento menor do que 10%. Os índices IRP e IRC foram calculados para cada domínio (TABELA 17).

TABELA 17 - ÍNDICES DE RUPTURA PARA CADA DOMÍNIO

Domínio		Medições críticas	Medições totais	Índice de ruptura
1	IRP	12	154	0,0779
	IRC	1040	11781	0,0883
2	IRP	3	32	0,0938
	IRC	26	496	0,0524

FONTE: A AUTORA (2019).

Para ambos os domínios os índices foram menores do que 0,1, ou seja, há uma probabilidade menor do que 10% de deslizamentos planares e em cunha ocorrerem na área de estudo de acordo com as medições realizadas. O domínio 1 apresentou um índice maior para o deslizamento em cunha, enquanto que o domínio 2 mostrou um índice mais elevado para deslizamento planar. Considerando as descontinuidades críticas e o total de medições para o conjunto 2 (domínio 1), o índice de ruptura para deslizamento planar tem um valor de 0,3030, o que representa uma maior probabilidade de ocorrência.

De forma geral, a análise cinemática indicou que as condições geométricas das descontinuidades não apresentam tendência para causar deslizamentos planares ou em cunha na área de estudo. Por fim, ressalta-se que o baixo número de medições realizadas é uma limitação da análise apresentada neste estudo. Como discutido anteriormente, poucos estudos na literatura avaliaram os deslizamentos na região da Serra do Mar com base em análises cinemáticas. Pode-se destacar que uma das principais razões se deve às dificuldades relacionadas à obtenção das medidas estruturais em campo, causadas pela alta declividade, vegetação densa e pelas dificuldades de acesso a pontos com afloramentos ao longo das rodovias.

### 5.5. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE

Conforme mencionado no subitem 4.3, as análises de estabilidade foram desenvolvidas pelo método de cálculo de Morgenstern e Price. A abordagem probabilística foi aplicada pelo método alternativo das estimativas pontuais (APEM), considerando como variáveis aleatórias os parâmetros de resistência (ângulo de atrito e intercepto coesivo). A influência da variação da sucção foi analisada por meio de análise paramétrica, sendo adotados os valores de 20 kPa, 40 kPa e 60 kPa, os quais foram determinados com base nos dados de ensaios de laboratório desenvolvidos por Victorino (2015), apresentados no subitem 3.4. Também foram considerados valores obtidos pela mesma autora para solos similares ao longo da BR-376, porém mais afastados da área de estudo. Além disso, foram avaliados os dados dos tensiômetros, os quais também foram citados anteriormente no subitem 3.3.

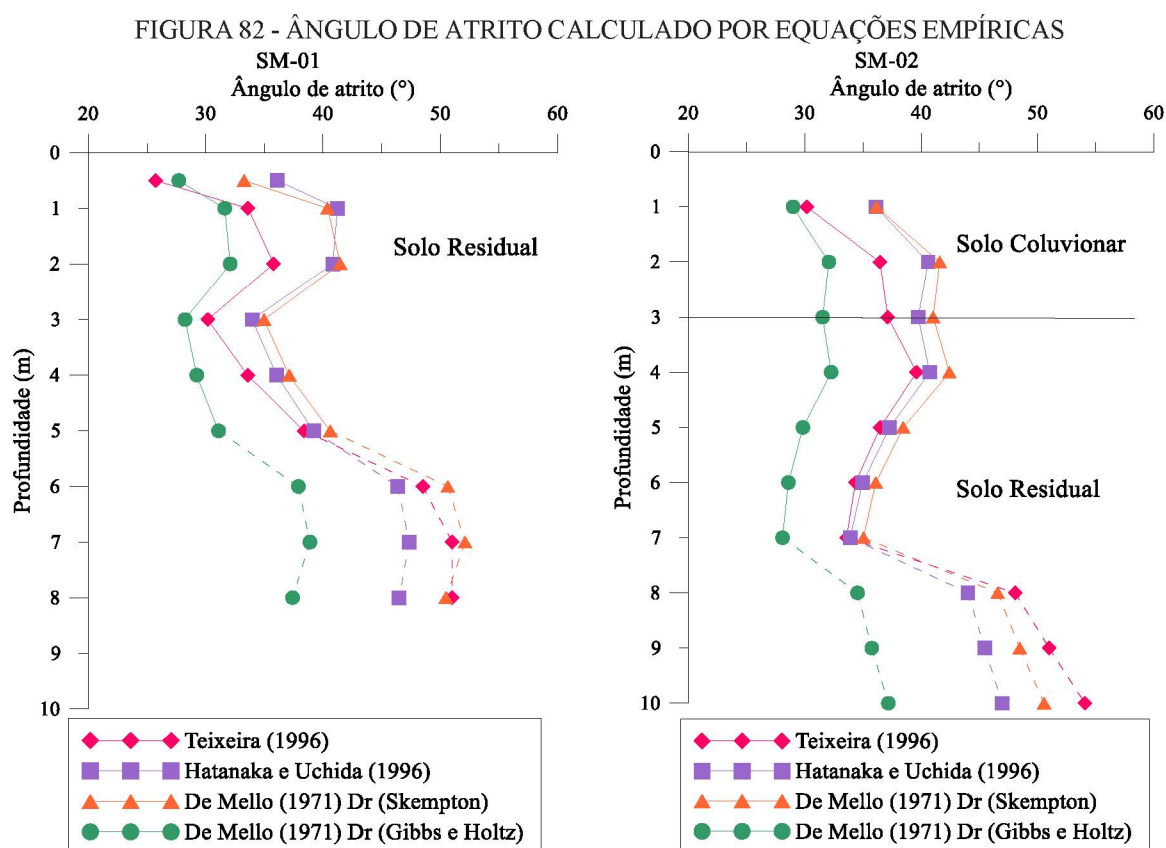
As análises foram desenvolvidas para os perfis geológicos-geotécnicos das linhas LV-01 e LV-04. Os perfis LV-02 e LV-03 não foram considerados pois além de apresentarem retaludamento, em análises determinísticas prévias ambos mostraram condições de estabilidade aceitáveis na região com maior criticidade para a rodovia. O perfil LV-01 apresenta um antigo retaludamento, na região próxima à rodovia, contudo atualmente o mesmo já está ocupado pela vegetação natural da área, não apresenta sistema de drenagem e possui declividade considerável. Já o perfil LV-04 encontra-se em condições naturais e, durante os trabalhos de campo foi identificada a presença de uma possível fenda de tração no mesmo, indicando a necessidade de avaliação das condições de estabilidade nesta região da área de estudo.

A posição do lençol freático ao longo dos perfis foi baseada nos resultados das sondagens mistas, assim como nos resultados de eletrorresistividade, os quais indicaram a sua localização entre aproximadamente 10 e 12 m de profundidade. Não foi considerada a variação da posição do lençol freático nas análises de estabilidade, isto porque, conforme descrito anteriormente, o fraturamento da rocha tende a controlar o nível d'água ao longo da área de estudo, fato que já foi descrito em outros trabalhos para a região da Serra do Mar como Sestrem *et al.* (2015), Silva *et al.* (2016), assim como Wolle e Carvalho (1989), conforme descrito por Victorino (2015). Além disso, a análise está em concordância com o que já foi descrito anteriormente em relação ao medidor de nível d'água na área de estudo, o qual não apresentou nenhuma leitura ao longo dos anos, uma vez que a posição do lençol freático nunca atingiu a profundidade onde o instrumento está instalado.

Para a consideração dos parâmetros de resistência como variáveis aleatórias foram

calculadas as suas respectivas medidas estatísticas (média e desvio padrão) as quais foram inseridas no modelo. As medidas estatísticas foram determinadas com base em dados da literatura de ensaios de laboratório (cisalhamento direto), subitem 3.4, e nos valores obtidos empiricamente por meio das sondagens SPT realizadas neste estudo. As medidas do intercepto coesivo foram calculadas apenas com base nos dados da literatura advindos de ensaios com cisalhamento direto, uma vez que não há uma metodologia confiável para a determinação empírica deste parâmetro (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Com relação aos valores de ângulo de atrito calculados empiricamente, foram utilizadas as sondagens SM-01 e SM-02 (FIGURA 82). Levando em conta a interpretação das camadas de solo, foram definidos os valores médios obtidos de acordo com cada método de cálculo deste parâmetro. Não foram computados os valores de ângulo de atrito obtidos a partir das profundidades de 5 e 7 m para as sondagens SM-01 e SM-02, respectivamente. Isto porque diversas implicações do ensaio têm influência nos altos valores obtidos a maiores profundidades, desta forma estes dados não foram considerados como válidos. No geral, o ângulo de atrito calculado ao longo das profundidades apresentou para o solo residual valores mínimos de aproximadamente  $25^\circ$  e máximos de  $43^\circ$ . Já os valores calculados ao longo da profundidade para o solo coluvionar variaram entre  $28^\circ$  e  $42^\circ$ .



FONTE: A AUTORA (2019).



Além dos valores obtidos por meio de ensaios com cisalhamento direto na condição convencional, foram também levados em consideração os valores de ângulo de atrito obtidos por Victorino (2015), González (2017) e Trevizolli (2018) por meio de ensaios de cisalhamento direto na condição residual. Desta forma, a análise probabilística engloba a variação deste parâmetro em ambas as condições.

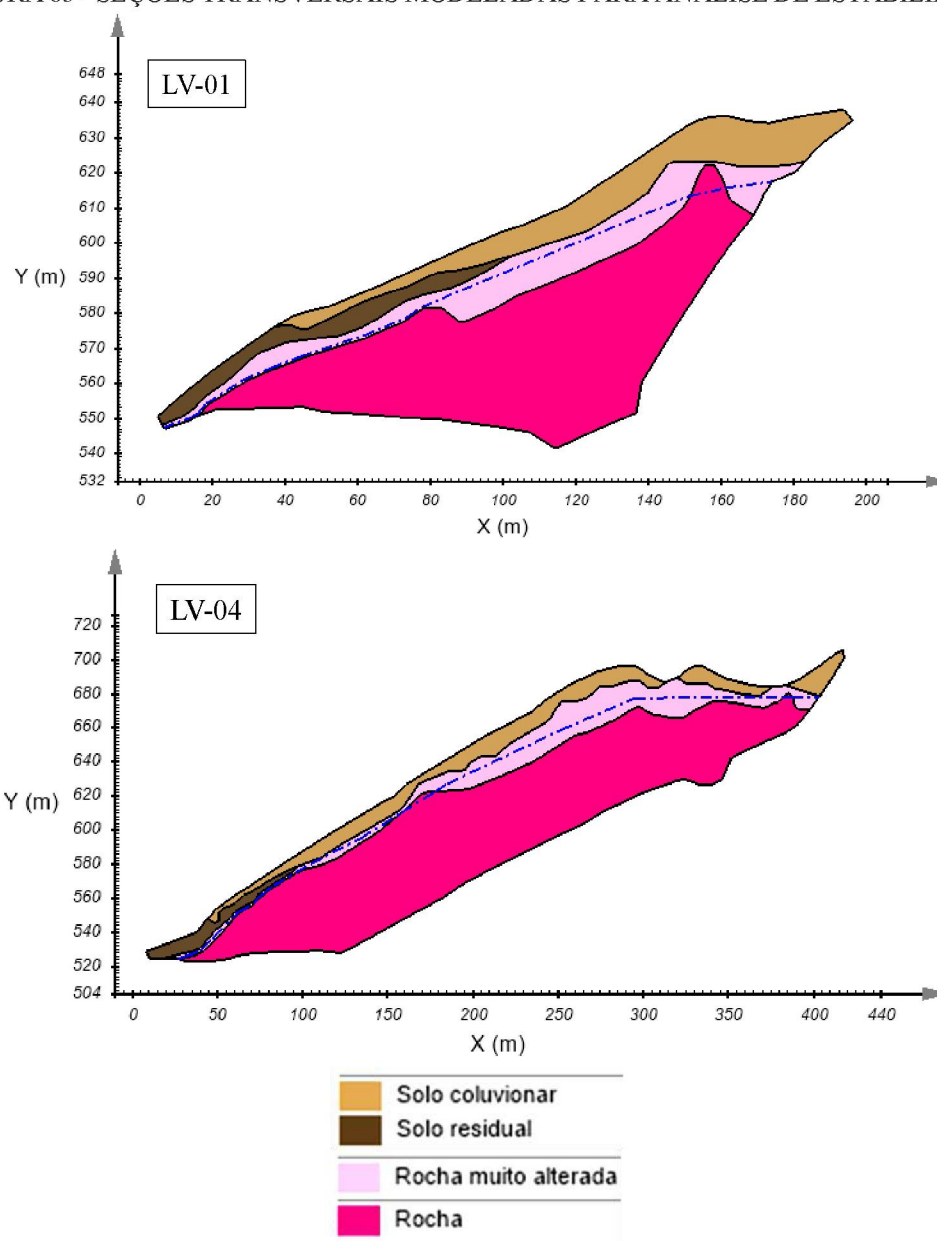
Os solos coluvionares e residuais foram inseridos no modelo como não saturados pelo método  $\Phi_b$ , sendo que este parâmetro foi considerado como metade do ângulo de atrito. Este parâmetro representa o valor do ângulo de atrito, na equação de resistência ao cisalhamento estendida para solos não saturados, relacionado com a taxa de acréscimo de resistência relativo a presença da sucção matricial (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Por fim, para a camada de rocha alterada foi adotado um ângulo de atrito de  $45^\circ$  e intercepto coesivo de 12 kPa, valores apresentados por Nery e Vieira (2015) para saprolitos de migmatitos advindos de trabalhos como Wolle e Carvalho (1994) e Amaral Junior (2007). A rocha foi assumida com modelo constitutivo de substrato rochoso, não sendo necessária a adoção de parâmetros neste caso. Por fim, com relação aos valores de peso específico das camadas, estes foram também determinados com base na literatura apresentada. Desta forma, é apresentada uma síntese dos valores adotados para cada camada de solo dentro do modelo (TABELA 18) assim como as seções transversais modeladas (FIGURA 83).

TABELA 18 - PARÂMETROS ADOTADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Material	Ângulo de atrito ( $^\circ$ )		$\phi_b$ ( $^\circ$ )		Intercepto coesivo (kPa)		Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Modelo Constitutivo
	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão		
Solo coluvionar	30,33	6,63	15,16	3,32	8,42	4,95	17	Não saturado $\phi_b$
Solo residual	32,93	4,80	16,47	2,40	5,08	3,58	18	Não saturado $\phi_b$
Rocha muito alterada		45		-		12	19	Mohr Coulomb
Rocha		-		-		-	-	Substrato rochoso

FONTE: A AUTORA (2019).

FIGURA 83 - SEÇÕES TRANSVERSAIS MODELADAS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE



FONTE: A AUTORA (2019).

Os fatores de segurança indicados em cada uma das análises são aqueles que apresentam a maior probabilidade de ruptura. Desta forma, o perfil LV-04, o qual encontra-se totalmente em condições naturais apresentou os menores fatores de segurança e as maiores probabilidades de ruptura. As probabilidades de ruptura foram definidas considerando o fator de segurança com distribuição normal (TABELA 19).

TABELA 19 - RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICAS

Sucção	Fator de segurança		Média do fator de segurança		Desvio padrão do fator de segurança		Probabilidade de ruptura (%)		Índice de confiabilidade ( $\beta$ )	
	LV-01	LV-04	LV-01	LV-04	LV-01	LV-04	LV-01	LV-04	LV-01	LV-04
60 kPa	1,341	1,187	1,428	1,169	0,220	0,148	2,603	12,628	1,939	1,144
40 kPa	1,439	1,168	1,248	1,129	0,092	0,157	0,354	20,685	2,686	0,817
20 kPa	1,269	1,075	1,126	1,046	0,145	0,159	19,391	38,771	0,863	0,285

FONTE: A AUTORA (2019).

De acordo com Bressani e Costa (2005), o índice de confiabilidade é um meio de normalização do fator de segurança considerando as incertezas. Este índice mede o número de desvios padrões que separam o fator de segurança médio do valor definido para a ruptura, ou seja, fator de segurança igual a 1,00. No caso de as incertezas do problema serem elevadas, o fator de segurança médio necessário para obter o mesmo índice de confiabilidade terá que ser maior. Segundo os autores, Whitman (1984) definiu um valor típico de 2,0 para o índice de confiabilidade, enquanto que Dell'Avanzi e Sayão (1998) apresentaram índices de confiabilidade para diferentes casos, definindo valores de 1,0 a 2,3 para taludes de mineração, caso mais semelhante ao deste estudo entre os casos apresentados pelos autores. Assim, para as análises com sucção de 20 kPa para ambos os perfis e de 40 e 60 kPa para o perfil LV-04 o índice de confiabilidade ficou abaixo do proposto por Whitman (1984), porém apenas para a análise de 20 kPa do perfil LV-04 que este índice ficou bem mais abaixo do que o sugerido por Dell'Avanzi e Sayão (1998).

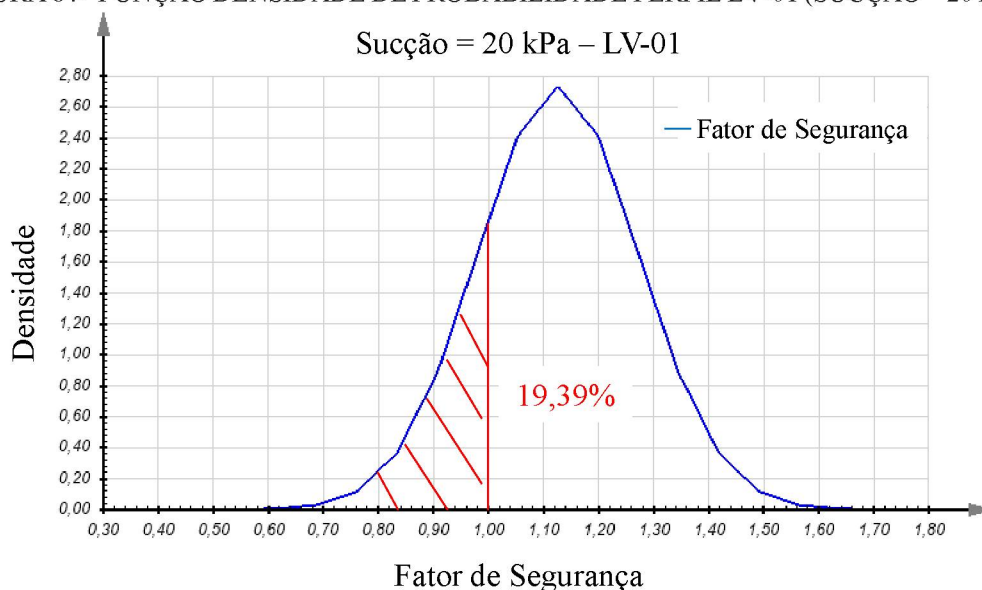
Desta forma, considerando as hipóteses assumidas dentro das análises realizadas neste estudo e o índice de confiabilidade apresentado, a segurança da encosta no caso da análise com 20 kPa de sucção da linha LV-04 estaria fora do aceitável, enquanto que no caso da análise com 40 kPa para a linha LV-04 e 20 kPa para a linha LV-01 estaria no limite do aceitável, mesmo que com fatores de segurança próximos a 1,20.

Com relação aos valores de probabilidade de ruptura, conforme comentado por Bressani e Costa (2005), ainda não há na literatura uma boa definição de um valor aceitável, uma vez que os existentes são muito discrepantes. Conforme apresentado pelos autores, segundo Whitman (1984) o limite aceitável é de 0,01, já no caso de Fell (1994), considerando perdas anuais de vida o valor aceitável seria de 0,001. De acordo com o *Corps of Engineers* (1997), uma probabilidade de ruptura de 0,16 é considerada com nível perigoso, de 0,07 com nível não satisfatório, 0,023 nível pobre, 0,006 nível abaixo da média, 0,001 acima da média,  $3 \times 10^{-5}$  nível bom e  $3 \times 10^{-7}$  nível alto. Dell'Avanzi e Sayão (1998) definiram para o caso de taludes de mineração probabilidades de ruptura aceitáveis entre  $10^{-1}$  e  $10^{-2}$ . Já segundo

El-Ramly (2001), o valor recomendado para a probabilidade de ruptura de taludes seria de  $2 \times 10^{-2}$  (APAZA E BARROS, 2014).

Levando em conta as classificações da literatura, o perfil LV-01 apresentou condição aceitável segundo El-Ramly (2001) e Dell'Avanzi e Sayão (1998) para as condições com 60 e 40 kPa e segundo o *Corps of Engineers* (1997) é classificado com nível abaixo da média (na análise com sucção de 40 kPa) e perigoso para a condição de 20 kPa (FIGURA 84).

FIGURA 84 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-01 (SUCCÃO = 20 KPa)

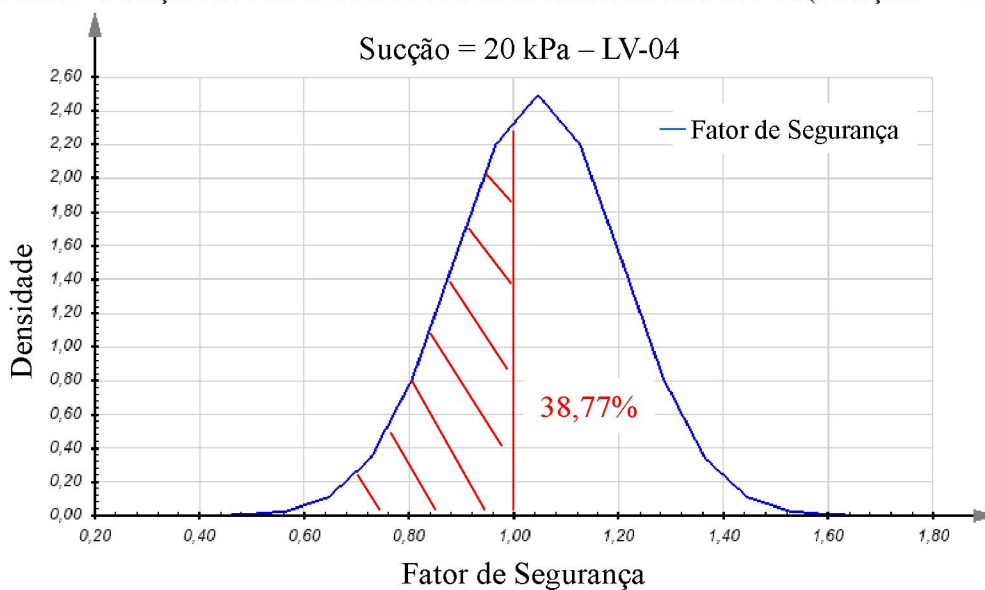


FONTE: A AUTORA (2019).

Já o perfil LV-04 não apresentou condição aceitável em nenhuma das classificações apresentadas, sendo enquadrado na classe de nível perigoso para todas as condições analisadas, com destaque para a análise com sucção de 20 kPa (FIGURA 85). Contudo, é válido ressaltar que as classificações, no geral, foram desenvolvidas para projetos de engenharia, não se enquadrando adequadamente no caso de taludes em condições naturais, como a encosta analisada neste trabalho.



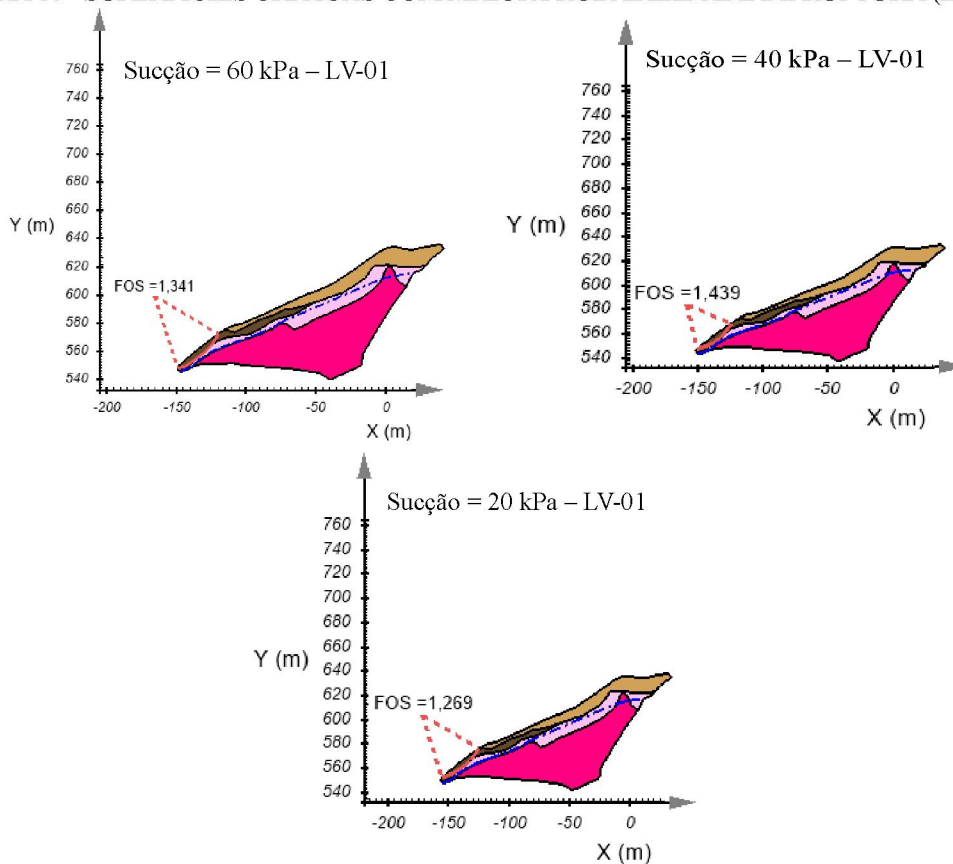
FIGURA 85 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-04 (SUÇÃO = 20 KPa)



FONTE: A AUTORA (2019).

Para a linha LV-01, as superfícies de ruptura nas três condições avaliadas ficaram localizadas na camada de solo residual passando próximo do contato com a camada de rocha muito alterada, sem a influência do lençol freático (FIGURA 86).

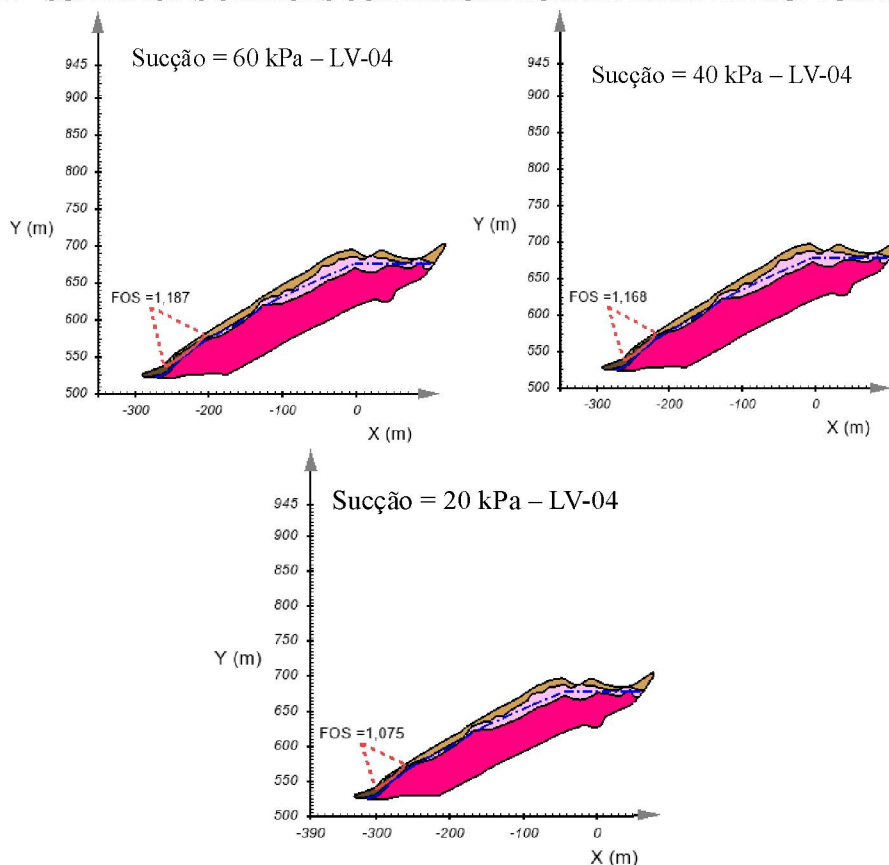
FIGURA 86 - SUPERFÍCIES CRÍTICAS COM MAIOR PROBABILIDADE DE RUPTURA (LV-01)



FONTE: A AUTORA (2019).

Já no caso da linha LV-04, as superfícies passaram pela camada de solo coluvionar e solo residual, mas também sem ter influência do lençol freático (FIGURA 87). No geral, as superfícies de ruptura apresentaram profundidade de aproximadamente 5 a 6 m para o perfil LV-01 e de 8 a 9,5 m para o perfil LV-04.

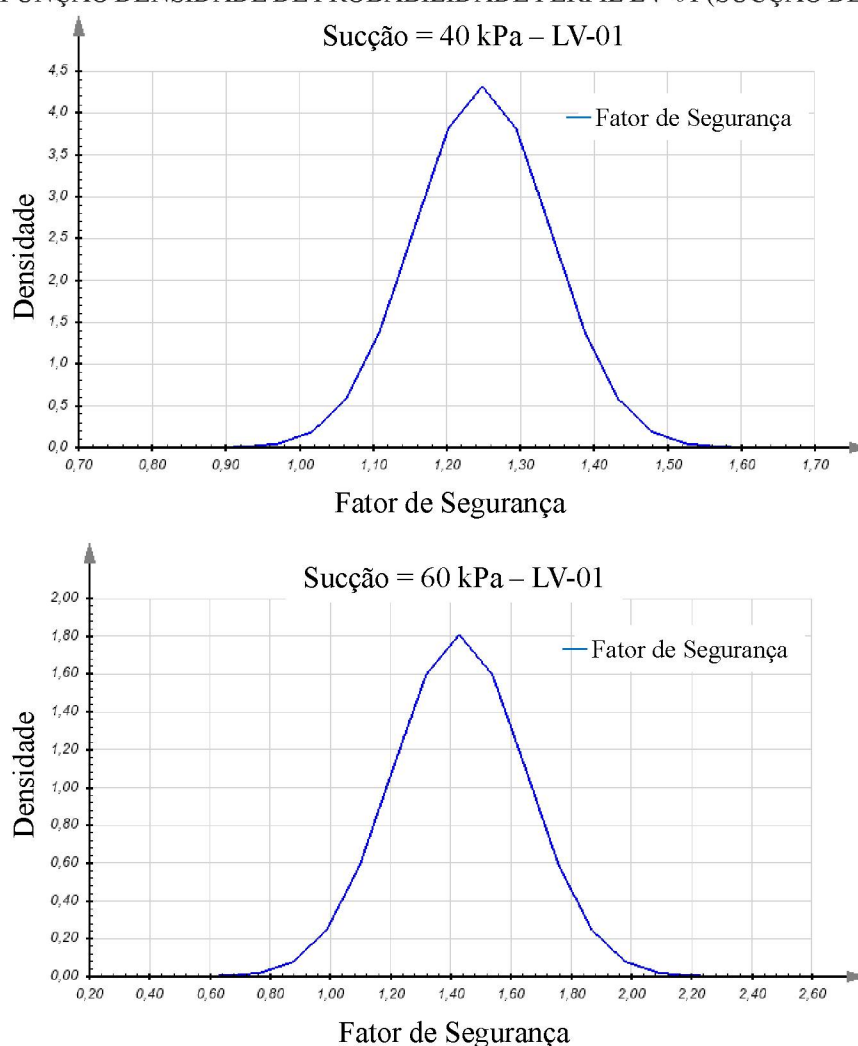
FIGURA 87 - SUPERFÍCIES CRÍTICAS COM MAIOR PROBABILIDADE DE RUPTURA (LV-04)



FONTE: A AUTORA (2019).

Conforme esperado, no geral a diminuição do valor de sucção para ambos os perfis ocasionou um aumento na probabilidade de ruptura. Contudo, o perfil LV-01 apresentou um fator de segurança crítico menor para a condição com sucção de 60 kPa do que na condição de 40 kPa, porém, a média do fator de segurança para a análise com sucção em 40 kPa apresentou um menor valor. A função de densidade de probabilidade para a condição de sucção igual a 60 kPa apresenta caudas mais extensas, abrangendo fatores menores do que para a condição de 40 kPa. Desta forma, é possível a obtenção de um fator de segurança crítico menor com maior probabilidade de ruptura para a condição de sucção igual a 60 kPa (FIGURA 88).

FIGURA 88 - FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE PERFIL LV-01 (SUCÇÃO DE 40 E 60 KPa)



FONTE: A AUTORA (2019).

Considerando todas as condições adotadas nas análises de estabilidade desenvolvidas neste estudo, os fatores de segurança com maior probabilidade de ruptura, nas condições de sucção com 40 kPa e 60 kPa, em ambos os perfis, ficaram em torno de 1,20 a 1,40 estando próximos ao intervalo de valores sugeridos pela NBR 11682 (2009) a depender dos riscos associados às perdas de vida humanas e danos materiais e ambientais. No caso do perfil LV-04, com sucção de 20 kPa, o fator de segurança obtido está próximo da iminência de ruptura, contudo enfatiza-se novamente que estes resultados foram obtidos considerando o método aplicado e as condições de contorno adotadas neste estudo.

Ainda é válido ressaltar que, conforme observado nos resultados obtidos, não é necessário que a sucção do solo seja anulada por meio da infiltração de água da chuva para que um processo de instabilidade seja desencadeado. Uma redução da sucção já é suficiente para que um evento ocorra, como abordado por Victorino (2015), que por meio de retroanálises identificou um valor de sucção média na ruptura de 25 kPa.

Por fim, é importante destacar que a análise probabilística apresentada neste estudo se refere às hipóteses e condições definidas na elaboração dos modelos, além disso, é uma análise de probabilidade da ocorrência de um escorregamento, sem considerar suas possíveis consequências.

De maneira geral, a análise probabilística por meio do método de amostragem APEM permitiu de forma simples e consideravelmente rápida a obtenção das probabilidades de ruptura dos perfis em diferentes condições de sucção. Como já descrito anteriormente, a aplicação de análises probabilísticas tem grande importância em vista das incertezas relacionadas aos parâmetros geotécnicos dos solos, principalmente no caso dos solos residuais, uma vez que estes apresentam grande variabilidade dos parâmetros em função da sua formação. Além disso, os parâmetros geotécnicos obtidos por meio dos métodos empíricos e até mesmo dos ensaios laboratoriais podem não ser representativos, já que são baseados em dados pontuais sem considerar a variabilidade espacial das condições da subsuperfície.



## 6. CONCLUSÕES

O presente estudo contemplou a caracterização geológico-geotécnica de uma encosta localizada na região da Serra do Mar paranaense, conhecida por seus altos índices pluviométricos, altas declividades e consequentemente inúmeros registros de processos de instabilidade. A caracterização geológico-geotécnica abrangeu a aplicação de ensaios geofísicos, eletrorresistividade e sísmica de refração, em conjunto com ensaios diretos, como sondagens mistas e penetrômetro dinâmico leve.

Desta forma, a combinação destas técnicas de investigação geológico-geotécnicas possibilitou definir com menores incertezas a continuidade das camadas da subsuperfície ao longo da área de estudo, além de possibilitar a identificação de estruturas geológicas que podem, em alguns casos, ser fundamentais na avaliação das condições de estabilidade das encostas. Também é importante destacar o papel significativo dos ensaios geofísicos na elaboração dos perfis geológicos-geotécnicos desenvolvidos nesta pesquisa, uma vez que estes foram fundamentais para abranger uma área relativamente extensa, em um menor tempo e com menor custo quando comparado à aplicação de sondagens diretas buscando-se a mesma densidade de amostragem. Entretanto, deve-se destacar que as sondagens diretas são primordiais para uma melhor interpretação dos dados geofísicos, uma vez que possibilita a obtenção direta e classificação dos materiais que compõem a subsuperfície.

Com relação aos materiais que compõem a encosta, foram identificadas camadas de solos residuais, solos coluvionares, camadas de rocha muito alterada a pouco alterada, além de porções com rocha sã. Ainda foram definidas zonas de fraturamento na rocha, responsáveis pelo controle da posição do lençol freático e que condicionam a alteração da rocha pela percolação de água. Os resultados dos ensaios de investigação também indicaram a posição de drenagens naturais que cortam a encosta, além de inferidas descontinuidades geológicas. Destaca-se, porém, que os perfis geológicos-geotécnicos elaborados são apenas ilustrativos no que se refere à transição entre as camadas de solos, principalmente entre o solo residual e a rocha alterada, uma vez que esta transição é gradual e não abrupta.

Em complemento, a pesquisa ainda buscou avaliar as condições geométricas das descontinuidades dos afloramentos rochosos para o condicionamento de deslizamentos planares e em cunha. As análises indicaram que tais estruturas não apresentam tendência em provocar tais processos de instabilidade na área de estudo. Contudo, o baixo número de medições realizadas devido às condições do local, como alta declividade, vegetação densa e acesso perigoso próximo à rodovia, refletem uma limitação da análise apresentada neste

estudo.

Além disso, a pesquisa também englobou uma análise probabilística de estabilidade da encosta sob diferentes condições dos solos não saturados. As análises indicaram probabilidades de ruptura com níveis elevados em relação à literatura, contudo as classificações, no geral, estão relacionadas com projetos de engenharia, não sendo adequadas para encostas naturais como a avaliada neste trabalho. O perfil LV-04, o qual apresenta condições totalmente naturais, ou seja, não sofreu nenhuma alteração antrópica, sob as condições e métodos adotados neste estudo, apresentou probabilidade de ruptura muito elevada e fator de segurança próximo da iminência de ruptura sob a condição de 20 kPa de sucção. Neste mesmo perfil, durante as atividades de campo, foi identificada uma possível fenda de tração a qual pode indicar um processo de instabilidade já iniciado no local. Além disso, a posição da fenda em campo é concordante com as superfícies críticas de ruptura determinadas nas análises de estabilidade.

Por meio das análises de estabilidade também foi identificado que um processo na área de estudo pode ser condicionado sem a necessidade de saturação completa dos solos, ou seja, com a diminuição da sucção para valores na ordem de 20 kPa. Dessa forma, salienta-se a importância do acompanhamento dos dados da instrumentação geotécnica instalada no local, principalmente para o controle dos riscos relacionados a eventos causados pela ocorrência de chuvas extremas e consequente diminuição da sucção. Em complemento devem ser realizadas inspeções visuais em campo para avaliar o comportamento de estruturas, como por exemplo a presença de fendas de tração. Além do mais, considerando as interpretações obtidas, sugere-se que, a fim de aumentar a segurança geotécnica da área de estudo, sejam adotadas medidas como a instalação de sistemas de drenagem superficial, além de investigações complementares visando avaliar a viabilidade de técnicas de estabilização com retaludamento ou contenção com solo grampeado.

Ainda, levando em conta que a posição do lençol freático não tem influência nas condições de estabilidade da encosta, além desta não apresentar variações por ser controlada pelo fraturamento presente no maciço, conforme indicado por meio das análises e investigações, considera-se que a instalação de drenos horizontais profundos (DHP) possivelmente não seria efetiva neste caso.

Por fim, de forma a nortear trabalhos futuros, destaca-se que a elaboração de um plano de investigação geofísica em locais com condições semelhantes à Serra do Mar não é simples, devendo-se levar em consideração de forma pretérita as dificuldades que podem ser encontradas durante as atividades de campo e o quanto as mesmas podem alterar o

cronograma previsto. Neste estudo as dificuldades foram relacionados com a declividade da encosta, vegetação densa, clima, além de atrasos devido à necessidade de licença ambiental para a execução dos ensaios.

## 7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o propósito de dar continuidade à pesquisas na área de estudo deste trabalho, ou ainda, ao desenvolvimento de estudos em outras regiões com características semelhantes à Serra do Mar seguem sugestões para trabalhos futuros:

- Realização de análises de estabilidade probabilísticas considerando o coeficiente de correlação entre os parâmetros dos solos;
- Análises de estabilidade probabilísticas considerando a variabilidade das condições ambientais às quais a área está sujeita, relacionando a variação da sucção do solo registrada por meio de instrumentação geotécnica com os registros de precipitações obtidos da série histórica do local;
- Obtenção dos parâmetros de resistência das camadas de solos presentes na área de estudo em pontos distribuídos espacialmente e, se possível, em diferentes profundidades por meio de ensaios de laboratório, buscando-se desta forma realizar análises probabilísticas com parâmetros obtidos diretamente na área de estudo;
- Avaliação das descontinuidades geológicas observadas nos afloramentos rochosos e nos dados de investigação geológico-geotécnica da área de estudo como condicionantes para os processos de deslizamentos com base em um número significativo de medições de campo;
- Aplicação dos dados obtidos da caracterização geológico-geotécnica em modelagem 3D para análise de estabilidade da encosta.

## REFERÊNCIAS

- ABGE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Manual de sondagens, boletim n. 3**, 4ª edição. São Paulo, 2013.
- ADMASSU, Y. **Developing design methodology for cut slopes in Ohio**. Kent State University, 2010.
- AFONSO, A. F. G. **Correlações entre resultados de ensaios in situ de penetração dinâmica DP com o ensaio standard penetration test**. 2016. Dissertação de Mestrado – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Portugal.
- ALCÁNTARA-AYALA, I. Geomorphology, natural hazards, vulnerability and prevention of natural disasters in developing countries. **Geomorphology**. n. 47, 2002. 107-124p.
- ALMEIDA, F. F. M. D.; CARNEIRO, C. D. R. Origem e evolução da Serra do Mar. **Revista Brasileira de Geociências**. v. 28, n. 2, 135-150p., 1998.
- APAZA, M. A. F.; BARROS, J. M. De C. Análise probabilística de estabilidade de taludes pelo método de Monte Carlo. In: XVII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG. Goiânia, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5777-00: Standard guide for using seismic refraction method for subsurface investigation**, 2011.
- AUTOPISTA LITORAL SUL – ALS. **Projeto de Recuperação de Talude**. 2012.
- AUTOPISTA LITORAL SUL – ALS. **Relatório Final** – Riscos geológico-geotécnicos em taludes rodoviários: desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento e gerenciamento integrado de informações para a BR-376, trecho da Serra do Mar (PR-SC). 2015. <[http://www.antt.gov.br/rodovias/Concessoes\\_Rodoviaras/Autopista\\_Litoral\\_Sul/Autopista\\_Litoral\\_Sul\\_Relatorio\\_de\\_Pesquisa\\_RDT.html](http://www.antt.gov.br/rodovias/Concessoes_Rodoviaras/Autopista_Litoral_Sul/Autopista_Litoral_Sul_Relatorio_de_Pesquisa_RDT.html)>.
- BARI, C. D.; LAPENNA, V.; PERRONE, A.; PUGLISI, C.; SDAO, F. Digital photogrammetric analysis and electrical resistivity tomography for investigating the Picerno landslide (Basilicata region, southern Italy). **Geomorphology**. n. 133, 34-46p, 2011.
- BASEI, M. A.S.; NUTMAN, A.; SIGAJÚNIOR, O.; PASSARELLI, C. R.; DRUKAS, C. O. The evolution and tectonic setting of the Luis Alves Microplate of southeastern Brazil: An exotic terrane during the assembly of western Gondwana. **Developments in Precambrian Geology**, v. 16, p. 273-291, 2009.



BASTOS, N. J. **Interpretação racional do ensaio DPL**. 2016. Dissertação de Mestrado – Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de Concentração em Geotecnia. Bauru, SP.

BEKLER, T.; EKINCI, Y. L.; DEMIRCI, A.; ERGINAL, A. E.; ERTEKIN, C. Characterization of a landslide using seismic refraction, electrical resistivity and hydrometer methods, Adatepe – Çanakkale, NW Turkey. **Journal of Environmental and Engineering Geophysics**, v. 16, n. 3, pp. 115-126, 2011.

BICHLER, A.; BOBROWSKY, P.; BEST, M.; DOUMA, M.; HUNTER, J.; CALVERT, T.; BURNS, R. Three-dimensional mapping of a landslide using a multi-geophysical approach: the Quesnel Forks landslide. **Landslides**, n. 1, 2004. 29-40p.

BORGES, R. W. **Investigações geofísicas na borda da Bacia Sedimentar de São Paulo, utilizando-se GPR e Eletrorresistividade**. 2002. Dissertação de Mestrado em Geofísica – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES/INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. **Mapeamento de riscos em encostas e margens de rios**. Celso Santos Carvalho, Eduardo Soares de Macedo e Agostinho Tadashi Ogura (org.). Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 2007. 176p.

BRAGA, A. C. D. O. **Métodos da eletrorresistividade e polarização induzida aplicados nos estudos da captação e contaminação de águas subterrâneas: uma abordagem metodológica e prática**. 2006. Tese de Livre-Docência – Programa de Pós-Graduação em Geociências e Meio Ambiente do Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, SP.

BRESSANI, L. A.; COSTA, E. A. da. Avaliação probabilística da estabilidade de um talude coluvionar de basalto. In: IV COBRAE – CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Salvador, 2005.

BROMHEAD, E. N. **The Stability of Slopes**. Taylor & Francis: 2 ed., 2005.

BURGER, H. R.; SHEEHAN, A. F.; JONES, C. H. **Introduction to applied geophysics: exploring the shallow subsurface**. New York: W. W. Norton, 2006.

CANTO, C. H. B. do; DYMINSKI, A. S.; KORMANN, A. C. M.; LIGOCKI, L. P. Avaliação da Variabilidade e de Incertezas Relacionadas aos Resultados de Ensaios Executados com Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) em Solos do Estado do Paraná. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), Rio de Janeiro. Anais, 2008.

CERRI, R. I.; REIS, F. A. G. V.; GRAMANI, M. F.; ROSOLEN, V.; LUVIZOTTO, G. L.; GIORDANO, L. do C.; GABELINI, B. M. Assessment of landslide occurrences in Serra do Mar mountain range using kinematic analyses. **Environmental Earth Sciences**, n. 77, p. 1-16, 2018.

CHENG, Y. M.; LAU, C. K. **Slope stability analysis and stabilization: new methods and**

insight, 2008.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. Grêmio Politécnico, 1987.

CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and Design - Introduction to Probability and Reability Methods for Use in Geotechnical Engineering**. Engineering Technical Letter N 1110-2-547, Department of the Army, U. S., Washington, DC., 1997.

COSTA, E. A. D. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. 2005. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

CURY, L. F. **Geologia do Terreno Paranaguá**. 2009. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica do Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, SG-22**. 2004.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG, Brasília, 1998.

DENARDIN, A. P. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**. 2005. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

DIAZ, J. S. **Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales**. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, 540 p., 1998.

DOU, H.; HAN, T.; GONG, X.; ZHANG, J. Probabilistic slope stability analysis considering the variability of hydraulic conductivity under rainfall infiltration-redistribution conditions. **Engineering Geology**, n. 183, p. 1-13, 2014.

EL-RAMLY, H. MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. Probabilistic slope stability analysis for practice. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 39, p. 665-683, 2002.

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay-shale. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 40, p. 192-208, 2003.

EMBRAPA. **Manual de métodos de análise de solo**. Rio de Janeiro, 1979.

ESPÍNDOLA, M. D. S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**. 2011. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FOREIGN DISASTER ASSISTANCE - EM-DAT. **The OFDA/CRED International Disaster Database**. Disponível em: <www.emdat.be>. Acesso em: 26 mar. 2017.

FUGRO. **Relatório de investigação geofísica, Guaratuba-PR**. 2019.

FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO – Centro de Estatística e Informações. **Déficit habitacional no Brasil 2013-2014**. Centro de Estatísticas e Informações – Belo Horizonte, 2016. 92p.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley & Sons, 1993.

FREITAS, M. A. C. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. Dissertação de mestrado – Especialização em Geotecnia, Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Portugal.

GITIRANA JR., G. F. N. **Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability**. 2005. Ph.D. Thesis, Universidade de Saskatchewan, Saskatoon, Canadá, 316 p.

GONZÁLEZ, A. A. M. **Simulação geológico-geotécnica para avaliação de estabilidade de taludes a partir de técnicas de geoprocessamento**. 2017. Tese de Doutorado – Setor de Ciências da Terra, Programa de Pós-Graduação em Geologia da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

HASUY, Y.; CARNEIRO, C. D. R.; ALMEIDA, F. F. M. de; BARTORELLI, A. **Geologia do Brasil**. Beca, p. 900, 2012.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook – A guide to understanding landslides**: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129 p. Tradução por Paulo R. Rogério e Juarês José Aumond. 2008.

HOYOS, E. M. **Influência dos parâmetros hidrológicos e geotécnicos na estabilidade de taludes**. 2014. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF.

HUNT, R. E. **Geotechnical investigation methods: a field guide for geotechnical engineers**. CRC Press: Taylor & Francis Group, 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico 2010 – Aglomerados Subnormais, informações territoriais**. Rio de Janeiro, p. 1-251, 2010.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F. Debris flow affecting the Cubatão Oil Refinery, Brazil. **Landslides**, v. 5, n.1, 71-82p., 2008.

KEAREY, P.; BROOKS, M.; HILL, I. **An introduction to geophysical exploration**: Blackwell Science Ltd. 3ª ed., 272 p., 2002.

KOEHLER, A.; GALVÃO, F.; LONGHI, S. J. Floresta ombrófila densa altomontana: aspectos florísticos e estruturais de diferentes trechos na Serra do Mar, PR. **Ciência Florestal**,

**Santa Maria**, v. 12, n. 2, 27-39p., 2002.

KOZCIAK, S. **Análise determinística da estabilidade de vertentes na Bacia do Rio Marumbi – Serra do Mar – Paraná**. 2005. Tese de Doutorado – Pós-Graduação em Geologia, Setor de Ciências da Terra da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

LAGEO – Laboratório de Pesquisas Aplicadas em Geomorfologia e Geotecnologias da Universidade Federal do Paraná. **Base de informações geográficas – Hidrografia**. 2017.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, 1969.

LI, X.; WANG, S. J.; LIU, T. Y.; MA, F. S. Engineering geology, ground surface movement and fissures induced by underground mining in the Jinchuan Nickel Mine. **Engineering Geology**, n. 76, 93-107 p., 2004.

MAFIOLETI, T. R. **Proposta para análise probabilística de estabilidade de barragens de terra por método de confiabilidade estrutural aplicada aos fatores de segurança FS de Janbu e de Bishop**. 2016. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Área de Concentração em Programação Matemática, Linha de Pesquisa em Métodos Estatísticos Aplicados à Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

MATTOS, K. C. A. **Processos de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), km 305 a 313**. 2009. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geotécnica da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

MELLO, Y. R. de. **Influência da Serra do Mar sobre a pluviometria no nordeste do estado de Santa Catarina**. 2018. Tese em andamento – Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

MERRITT, A. J.; CHAMBER, J. E.; MURPHY, W.; WILKINSON, P. B.; WEST, L. J.; GUNN, D. A.; MELDRUM, P. I.; KIRKHAM, M.; DIXON, N. 3D ground model development for an active landslide in Lias mudrocks using geophysical, remote sensing and geotechnical methods. **Landslides**, n. 11, p. 537-550, 2014.

MEZZOMO, S. M.; ARAÚJO, F. A. I.; ASAKAWA, S. Ações emergenciais adotadas nos acidentes geotécnicos ocorridos na BR376/PR em março de 2011. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), Porto de Galinhas, PE. Anais ABGE, 2012.

MILLAN COY, Y. S. **Avaliação da suscetibilidade das vertentes de um trecho da BR-376, entre os km 658+820 m e 660+690 m, PR**. 2015. Dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

MINEROPAR – Minerais do Paraná SA. **Cartas Geológicas do estado do Paraná**, Escala 1:250.000, Folha Curitiba (SG-22-XD). Curitiba: Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Zoneamento Ecológico-Econômico do Paraná, 2005.

NERY, T. D.; VIEIRA, B. C. Susceptibility to shallow landslides in a drainage basin in the

Serra do Mar, São Paulo, Brazil, predicted using the SINMAP mathematical model. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, n. 74, p. 369-378, 2015.

NICHEL, A. **Diagnóstico, monitoramento e concepção de medidas de estabilização do colúvio do km 23+400 da Rodovia RS/115**. 2011. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

NILSSON, T. Comparações entre DPL Nilsson e SPT. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 2004.

NOGUEIRA, P. V. **Integração de sísmica de refração e eletrorresistividade para elaboração de um modelo 2D do depósito de ferro N4WS do Complexo Serra Norte, Carajás-PA**. 2014. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Geociências Aplicada do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília, Brasília, DF.

PARK, H-J.; WEST, T. R.; WOO, I. Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA. **Engineering Geology**, n. 79, p. 230-250, 2005.

PAULA, J. P. L. D.; ZAINE, J. E.; LIMA, M. S.; OLIVEIRA, E. M. D. Análise fisiográfica aplicada à elaboração de mapa geológico-geotécnico de região da Serra do Mar e Baixada Santista. **Geociências**, v. 27, n. 2, p. 249-264, 2008.

PEREIRA, T. C. **Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas e mecânicas de materiais granulares compactos, com recurso a penetrômetro dinâmico ligeiro**. 2010. Dissertação de Mestrado – Engenharia Civil da Universidade do Porto, Especialização em Geotecnia, Porto, Portugal.

PRETTO, J. H. F. **Análise de tensão x deformação de uma encosta natural estudo de caso: Morro do Boi – Balneário Camboriú/SC**. 2014. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

ROBAIN, H.; DESCLOITRES, M.; RITZ, M.; ATANGANA, Q. Y. A multiscale electrical survey of a lateritic soil system in the rain forest of Cameroon. **Journal of Applied Geophysics**, n. 34, p. 237-253, 1996.

ROGÉRIO, P. R.; AUMOND, J. J. Introdução à edição brasileira. In: HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook – A guide to understanding landslides**: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, p. 129, 2008.

ROSSI, M.; NETO, J. P. D. Q. Relações solo/paisagem em regiões tropicais úmidas: o exemplo da Serra do Mar em São Paulo, Brasil. **Revista do Departamento de Geografia**, n. 14, p. 11-23, 2001.

SAMOUELIAN, A.; COUSIN, I.; TABBAGH, A.; BRUAND, A.; RICHARD, G. Electrical resistivity survey in soil science: a review. **Soil and Tillage Research**, Elsevier, v. 83, n. 2, p. 173-193, 2005.



SAMPAIO, T. D. Q.; PIMENTEL, J.; DA SILVA, C. R.; MOREIRA, H. F. A atuação do Serviço Geológico do Brasil (CPRM) na gestão de riscos e resposta a desastres naturais. In: VI CONGRESSO DE GESTÃO PÚBLICA, 2013.

SANTOS, A. R.; SILVA, S. G.; NOUH, J. Programa de Recuperação Socioambiental da Serra do Mar. Serra do Mar: Características geológicas e geotécnicas e importância estratégica. Os Bairros Cota. In: V CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SESTREM, L. P. **Concepção e implantação de um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea**. 2012. Dissertação de mestrado – Curso de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

SESTREM, L. P.; KORMANN, A. C. M.; PRETTO, J. H. F.; MARINHO, F. A. M. Precipitation influence on the distribution of pore pressure and suction on a coastal hillside. **Soils & Rocks**, v. 38, p. 81, 2015.

SHAN, C.; BASTANI, M.; MALEHMIR, A.; PERSSON, L.; ENGDAHL, M. Integrated 2D modeling and interpretation of geophysical and geotechnical data to delineate quick clays at a landslide site in southwest Sweden. **Geophysics**, v. 79, n. 4, 2014.

SIGA JÚNIOR, O. **Domínios tectônicos do sudeste do Paraná e nordeste de Santa Catarina: Geocronologia e Evolução Crustal**. 1995. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica do Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

SILVA, C. A. R. D. **Perfil geológico do subsolo ao longo do traçado do metrô de Goiânia**. 2007. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF.

SILVA, C. P. L. **Cartografia geotécnica tridimensional do setor noroeste de Brasília**. 2011. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

SILVA, J. P. M. D. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. Dissertação de mestrado – Especialização em Geotecnia, Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

SILVA JÚNIOR, A. C. **Abordagem rítmica probabilística aplicada em análises de fluxo e estabilidade de taludes**. 2015. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, DF.

SILVA, A. C.; COSTA, R. V. C.; UAGODA, R. E. S.; AVELAR, A. S. Zona de fraturas e fluxos d'água em subsuperfície: influências na instabilidade de encostas? In: XI SINAGEO, Maringá, 2016.

SILVEIRA, R. M. D. **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. 2003. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

SILVEIRA, C. T. D.; FIORI, A. P.; FERREIRA, A. M.; FELIPE, R. D. S.; FILHO, J. L. K.; FOLADOR, R. M.; COSTA, L. C. Análise do fator de segurança da estabilidade das vertentes na Bacia do Rio Jacareí, Serra do Mar Paranaense. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 13, n. 3, 2012.

SOILVISION SYSTEMS LTD. **SV Slope – Theory Manual**. Saskatoon, Saskatchewan, Canadá, 2019.

SOUZA, L. A. P.; SILVA, R. F.; IYOMASA, W. S. **Investigações geofísicas**. In: Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. (Ed.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), p. 165-183, 1998.

SOUZA, L. A. P. **Revisão crítica da aplicabilidade dos métodos geofísicos na investigação de áreas submersas rasas**. 2006. Tese de doutorado – Instituto Oceanográfico da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

TONUS, B. P. D. A. **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. 2009. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

TREVIZOLLI, M. N. B. **Proposta de modelo para avaliação de risco de deslizamentos baseado em cenários de eventos pluviométricos: aplicação em um talude da Serra do Mar no trecho PR/SP**. 2018. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

VANHONI, F.; MENDONÇA, F. O clima do litoral do estado do Paraná. **Revista Brasileira de Climatologia**, v. 3, 2008.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações – critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais**. Vol. 1, nova edição. Oficina de Textos, 2004.

VICTORINO, M. M. **Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR-376 na Serra do Mar Paranaense**. 2015. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

VIEIRA, B. C.; GRAMANI, M. F. Serra do Mar: The most “tormented” relief in Brazil. **Landscapes and landforms of Brazil**. Springer, Dordrecht, p. 285-297, 2015.

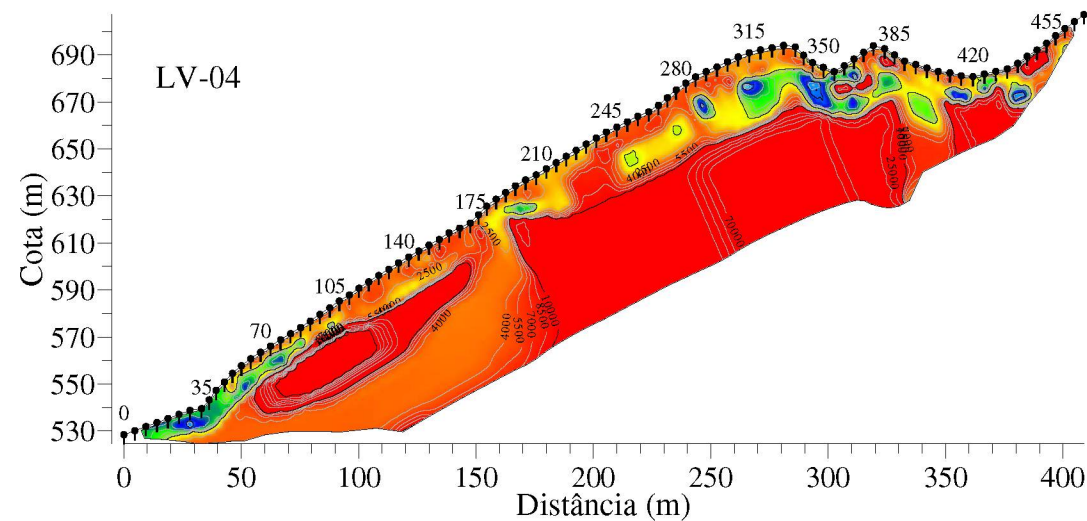
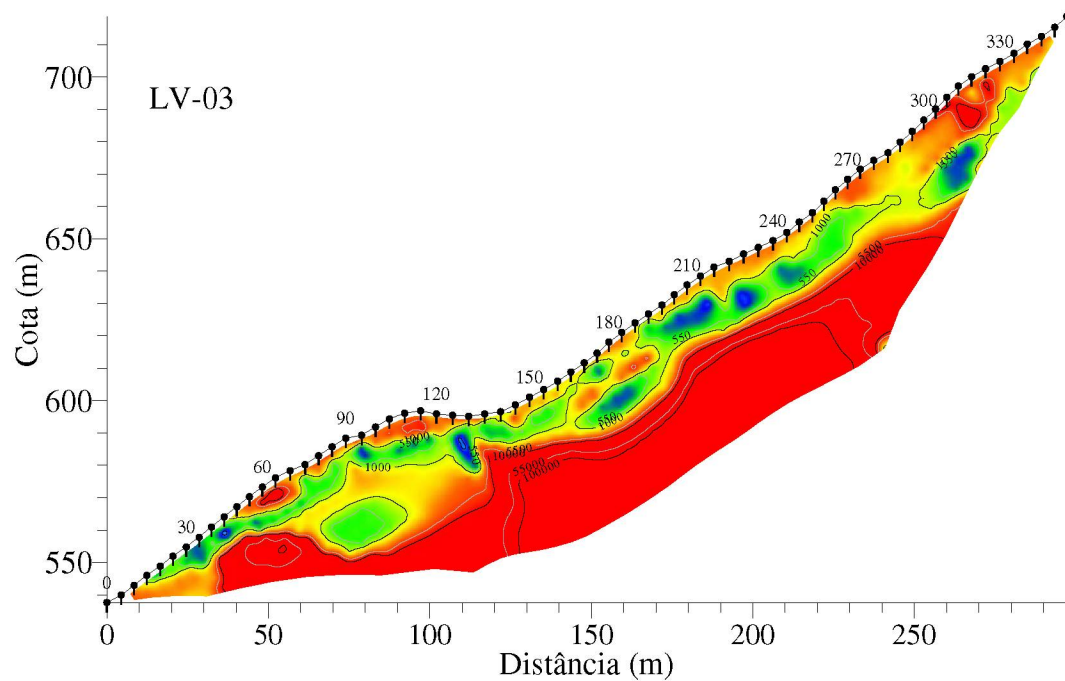
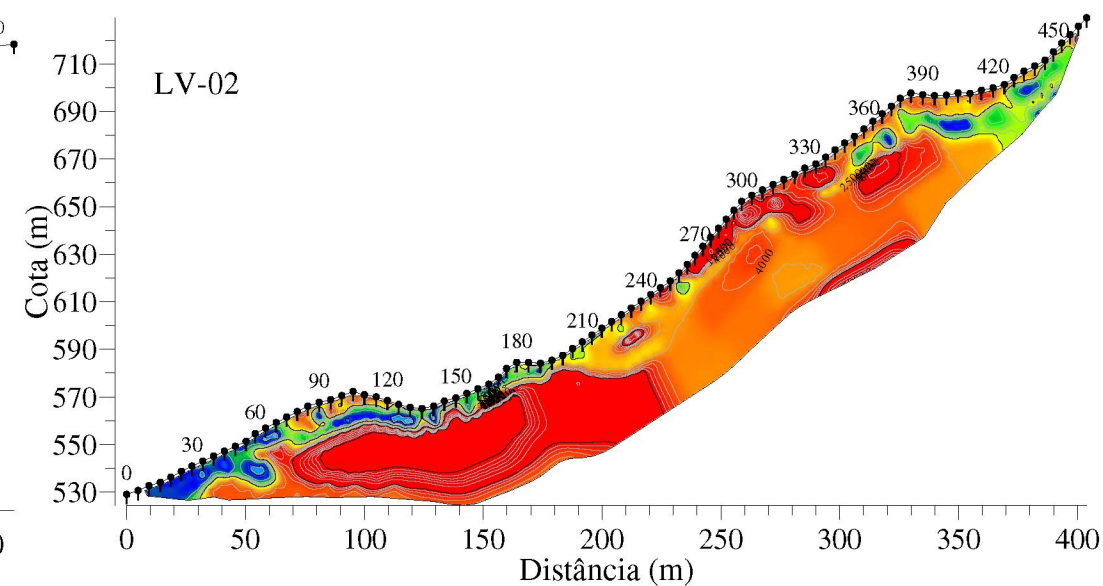
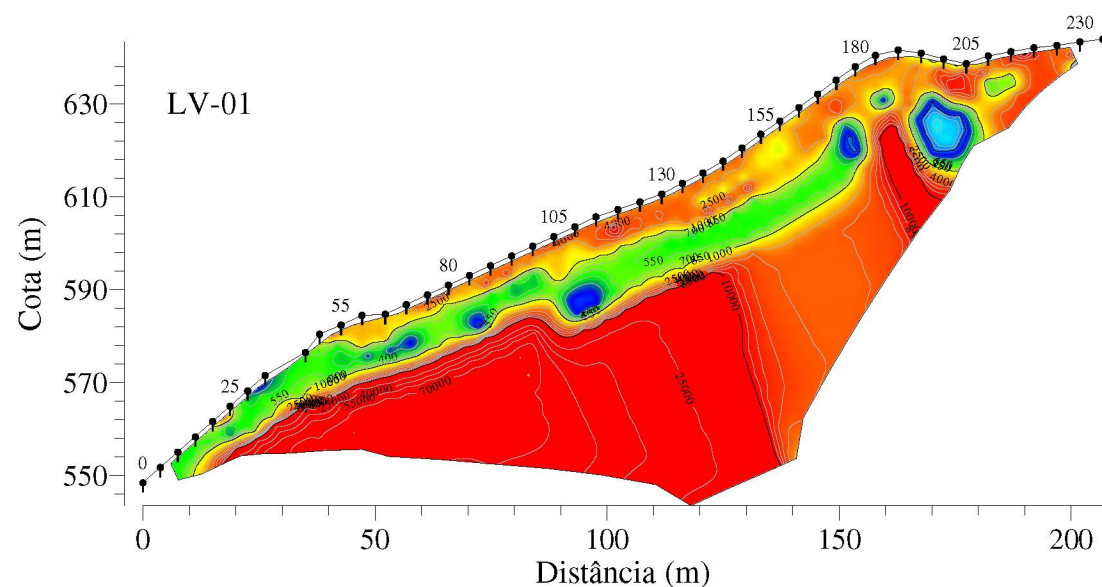
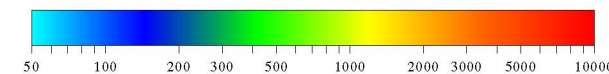
VOGT, V. **Avaliação das propriedades geotécnicas de uma encosta coluvionar no oleoduto Araucária-Paranaguá (OLAPA)**. 2012. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Área de Concentração em Geotecnia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

WANG, L.; HWANG, J. H.; LUO, Z.; JUANG, C. H. XIAO, J. Probabilistic back analysis of slope failure – A case study in Taiwan. **Computers and Geotechnics**, n. 51, p. 12-23, 2013.

XAVIER, T. C. **Diretrizes para execução dos estudos geológico-geotécnicos e ambientais voltados à implantação de dutovias**. 2009. Trabalho de Conclusão de Curso de Geologia do Instituto de Geociências e Ciências Exatas –UNESP, Rio Claro, SP.

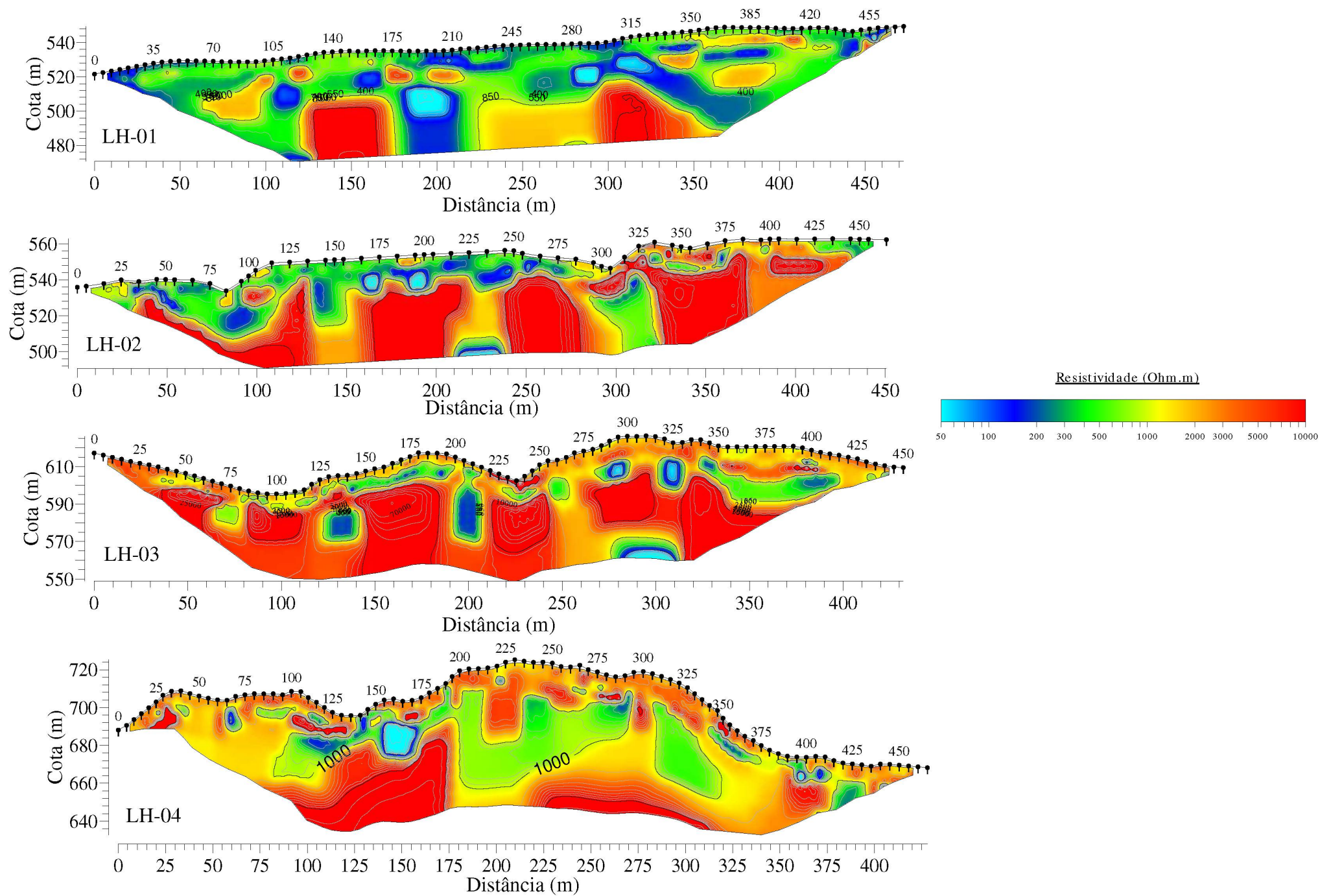
## APÊNDICES

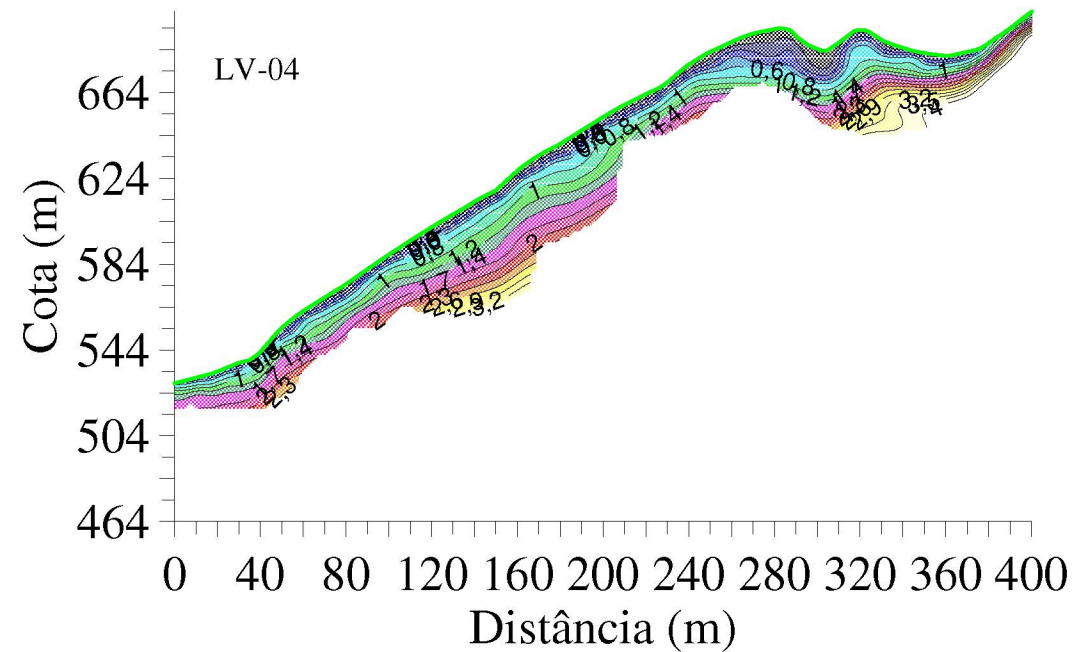
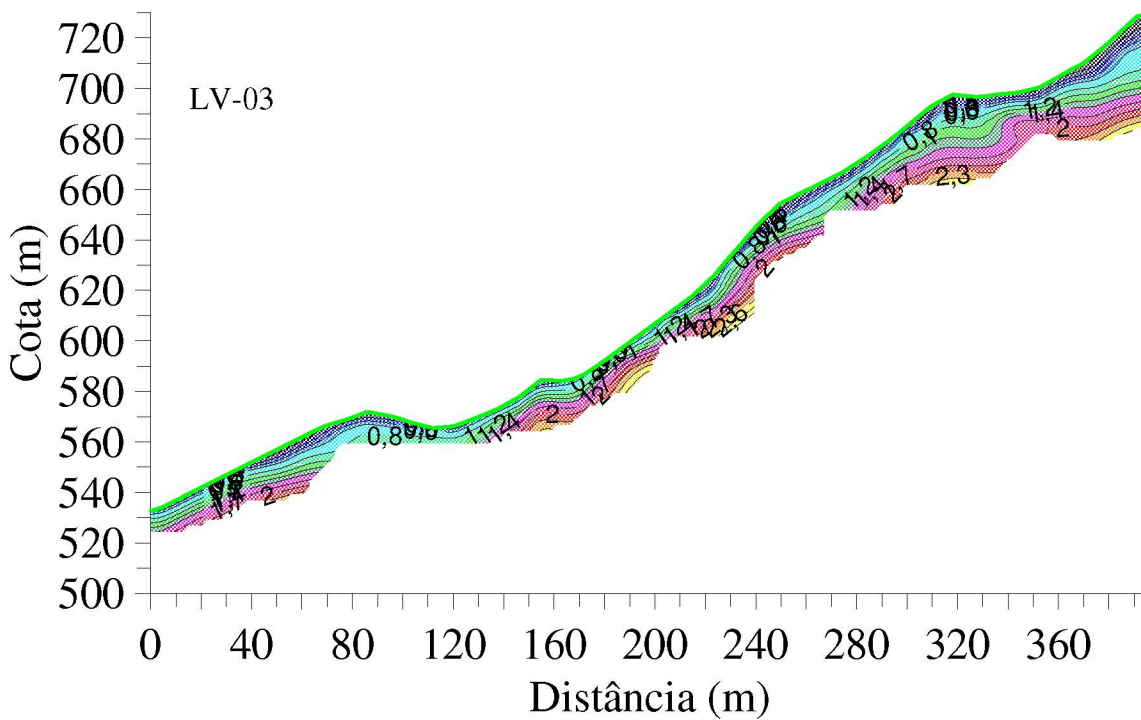
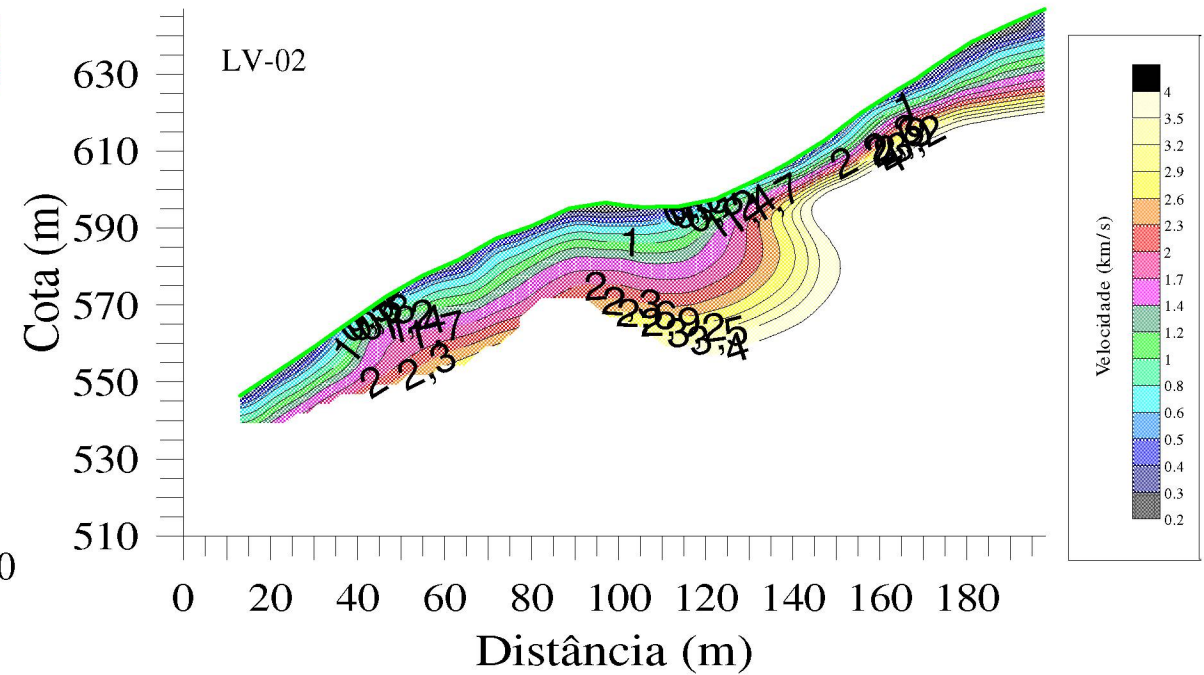
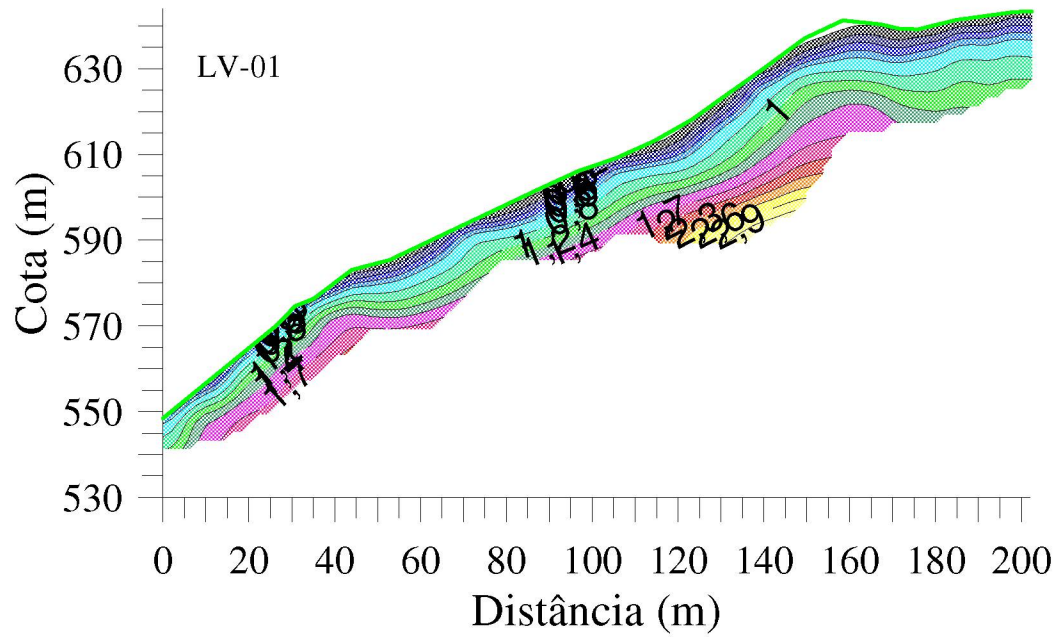
## APÊNDICE 1 - PERFIS GEOFÍSICOS DE ELETRORRESISTIVIDADE

Resistividade (Ohm.m)



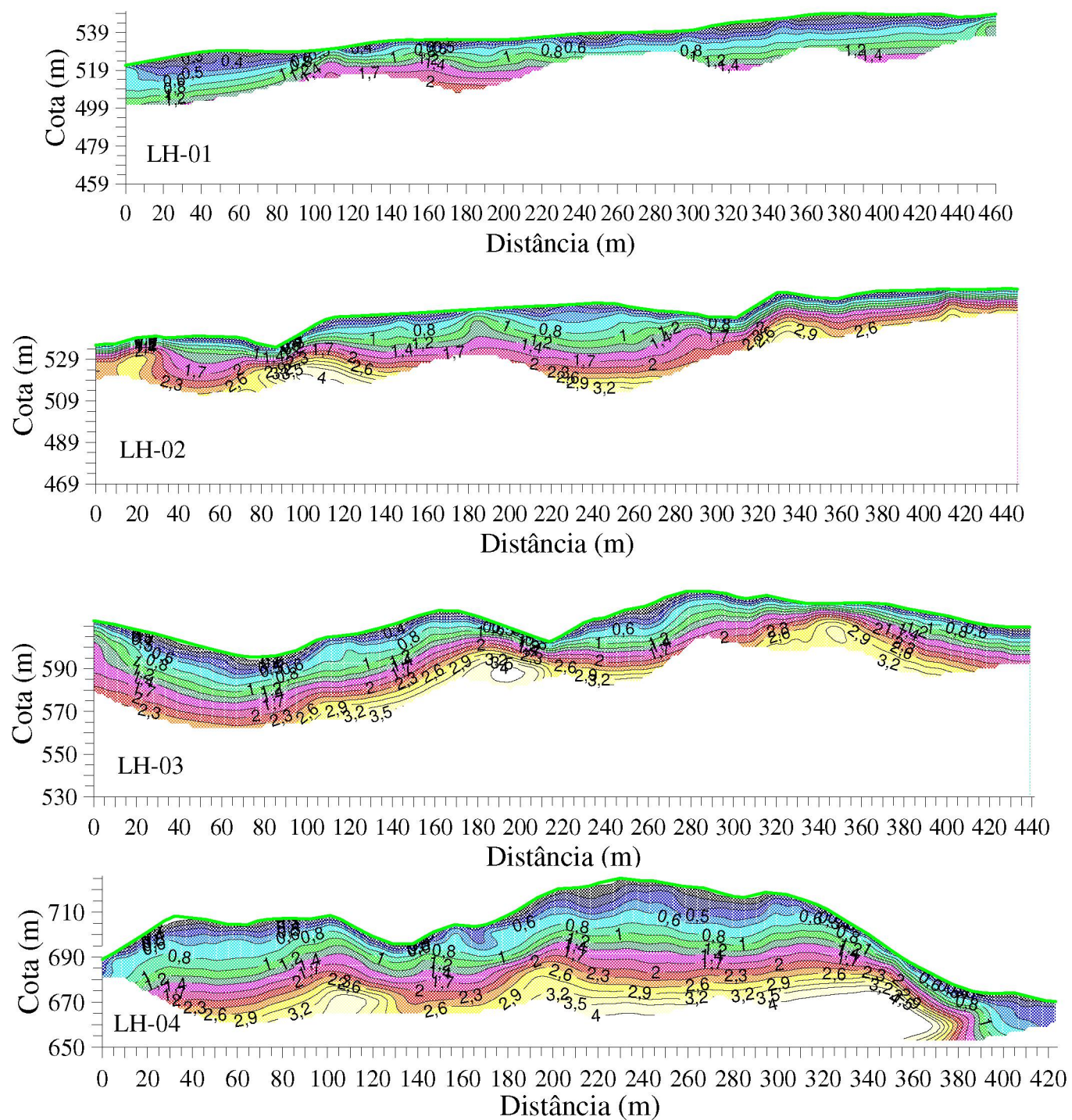
# APÊNDICE 1 - PERFIS GEOFÍSICOS DE ELETRORRESISTIVIDADE







## APÊNDICE 2 - PERFIS GEOFÍSICOS SÍSMICOS

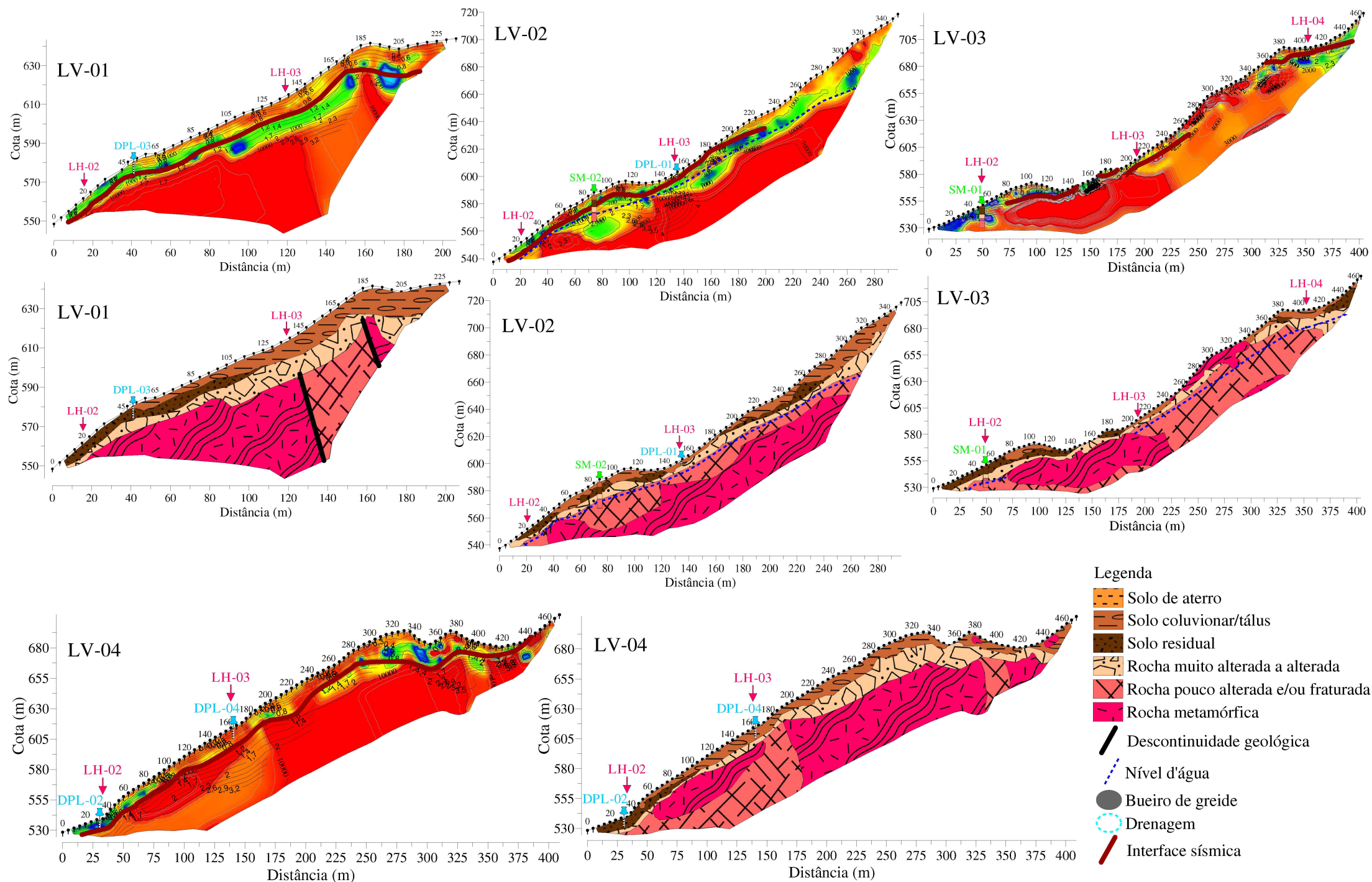


[illegible]

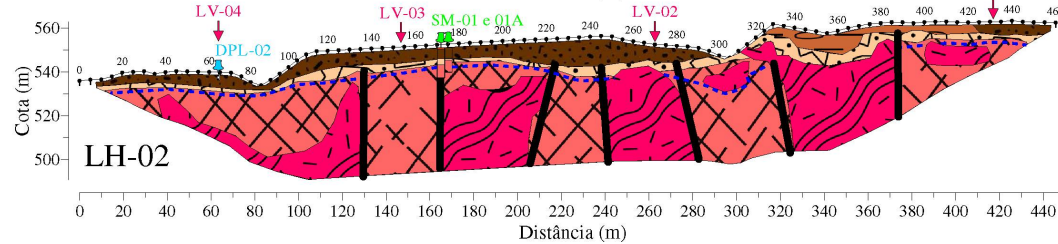
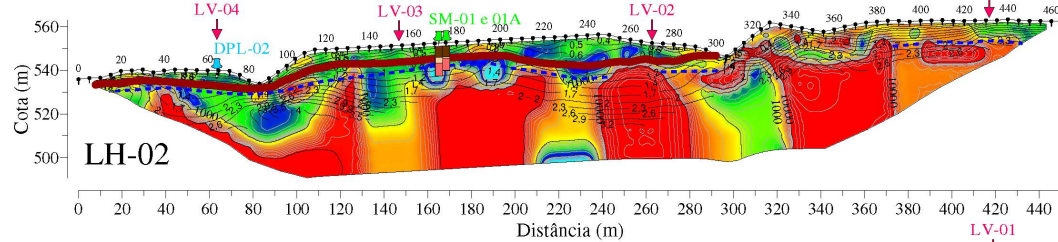
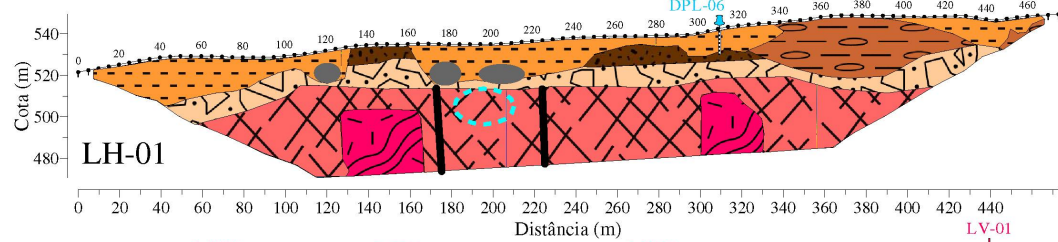
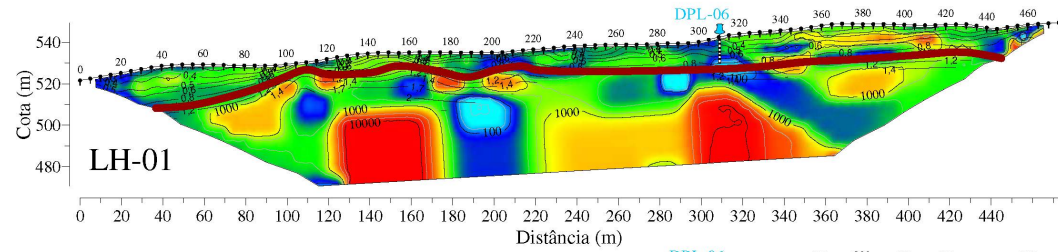
[illegible]



[illegible]







**Legenda**

- Solo de aterro
- Solo coluvionar/tálus
- Solo residual
- Rocha muito alterada a alterada
- Rocha pouco alterada e/ou fraturada
- Rocha metamórfica
- Descontinuidade geológica
- Nível d'água
- Bueiro de greide
- Drenagem
- Interface sísmica

